

I MATERIALI

Presidente di sessione: prof.ing. Franco LEVI

Relatore generale: prof.ing. Angelo DI TOMMASO

CONTENTS

Introduction	1
Part I: Theoretical Foundations	15
1. Theoretical Foundations	15
2. Theoretical Foundations	35
3. Theoretical Foundations	55
4. Theoretical Foundations	75
5. Theoretical Foundations	95
6. Theoretical Foundations	115
7. Theoretical Foundations	135
8. Theoretical Foundations	155
9. Theoretical Foundations	175
10. Theoretical Foundations	195
11. Theoretical Foundations	215
12. Theoretical Foundations	235
13. Theoretical Foundations	255
14. Theoretical Foundations	275
15. Theoretical Foundations	295
16. Theoretical Foundations	315
17. Theoretical Foundations	335
18. Theoretical Foundations	355
19. Theoretical Foundations	375
20. Theoretical Foundations	395
21. Theoretical Foundations	415
22. Theoretical Foundations	435
23. Theoretical Foundations	455
24. Theoretical Foundations	475
25. Theoretical Foundations	495
26. Theoretical Foundations	515
27. Theoretical Foundations	535
28. Theoretical Foundations	555
29. Theoretical Foundations	575
30. Theoretical Foundations	595
31. Theoretical Foundations	615
32. Theoretical Foundations	635
33. Theoretical Foundations	655
34. Theoretical Foundations	675
35. Theoretical Foundations	695
36. Theoretical Foundations	715
37. Theoretical Foundations	735
38. Theoretical Foundations	755
39. Theoretical Foundations	775
40. Theoretical Foundations	795
41. Theoretical Foundations	815
42. Theoretical Foundations	835
43. Theoretical Foundations	855
44. Theoretical Foundations	875
45. Theoretical Foundations	895
46. Theoretical Foundations	915
47. Theoretical Foundations	935
48. Theoretical Foundations	955
49. Theoretical Foundations	975
50. Theoretical Foundations	995

CORRELAZIONE FRA IL MODULO ELASTICO E LA RESISTENZA A COMPRESSIONE DI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA

Maurizio ACITO

Diplomato alla Scuola di Specializzazione in
C. A. "F.lli Pesenti" - Politecnico Milano

Gian Luca GUERRINI

CTG-Italcementi Group-Direzione laboratori Bergamo

SOMMARIO

In questo lavoro si discute del problema della valutazione del modulo elastico di calcestruzzi ad alta (HSC) ed altissima resistenza (additivati (FRC) e non da fibre). Vengono analizzate alcune espressioni già proposte, in letteratura e disposizioni di normative nazionali ed internazionali, per la correlazione tra la resistenza a compressione ed il modulo elastico tangente all'origine. Successivamente, si considerano i risultati ottenuti in due serie di prove sperimentali a compressione, eseguite su campioni di forma cilindrica (rapporto altezza/diametro=2) realizzati con calcestruzzo ad alta resistenza, anche additivato con fibre, i quali, preventivamente, sono stati interessati da una storia di carico e scarico (fino a circa il 30% del carico di rottura) che ha permesso di determinare il tratto iniziale della legge σ - ϵ dalla quale si è potuto desumere il modulo elastico. Per essi, inoltre, viene esaminata la correlazione tra la resistenza a compressione misurata e la stima del modulo elastico, proponendo un confronto con le espressioni proposte in letteratura e dalle disposizioni delle normative analizzate.

SUMMARY

In this paper we discuss the problem of the evaluation of the modulus of elasticity for high and ultra high strength concrete (with and without fibers). Different proposed equations are analyzed, given by the literature and by various national and international codes, for the correlation between the compressive strength and the tangent elastic modulus at the origin, and a comparison between the various proposals is also suggested. The second part of the paper describes the results obtained by compressive tests, made on cylindrical specimens (height/diameter=2) of high strength concrete, also fiber reinforced, which have been previously interested by a load-unload history (to the 30 % of the failure load) which permitted to determine the beginning of the ascending branch of the stress-strain curve and having, from this, the elastic modulus. Furthermore, besides it is examined the correlation between the measured compressive strength and the estimation of the modulus of elasticity, showing a comparison with the expressions from the literature and from the national and international codes analyzed.

1. PREMESSA

In ingegneria civile, spesso, sia per ragioni di funzionalità (servizio, SLS) che di sicurezza ultima (ULS), risulta, di fondamentale importanza la determinazione del modulo elastico del materiale impiegato nella realizzazione di elementi strutturali portanti. Come è noto,

il modulo elastico dei calcestruzzi può essere determinato sia con riferimento alla tangente all'origine della curva tensione-deformazione, costruita con prove di tipo monoassiale (in questo caso si parla di modulo dinamico o tangente), sia con riferimento alla secante in un punto della stessa curva (in tal caso si parla di modulo statico o secante).

I risultati sperimentali reperibili in letteratura e le disposizioni di tutte le normative vigenti, riferiti sia ai calcestruzzi ordinari che a quelli ad alta resistenza (cfr. ad es. [01], [02], [03], [04], [05], [06]) indicano chiaramente che il modulo elastico E_c è correlato alla resistenza a compressione del materiale. Le correlazioni proposte, determinate attraverso delle campagne di prove, hanno, però, notevole rispondenza solo per il mix design impiegato e pertanto assumono valore puramente indicativo se utilizzate per mix design differenti.

Il modulo elastico dei calcestruzzi, infatti, per una data stagionatura, dipende dal modulo elastico della pasta di cemento e degli aggregati, oltre che dalle proporzioni dei suoi componenti [07].

Il modulo elastico della pasta di cemento, essenzialmente, dipende dalla porosità e quindi un ruolo fondamentale è giocato dal rapporto a/c [08], nonché, dall'aggiunta di additivi di natura fisica (ad es. microsilice, in [08], però, viene evidenziato la sostanziale indipendenza dalla natura di questi tipi di additivi) dall'aggiunta di additivi di natura chimica, i quali conducono ad una riduzione del rapporto a/c. La correlazione negativa tra il rapporto a/c e la resistenza a compressione nonché la correlazione nello stesso senso tra il rapporto a/c ed il modulo elastico (a pari mix), spiegano perché tutte le proposte per la valutazione del modulo elastico dei calcestruzzi si riferiscono ad espressioni che lo legano alla resistenza a compressione, la quale è la caratteristica di gran lunga più semplice da determinare per i calcestruzzi ed a cui si fanno risalire le altre, attraverso correlazioni.

Le proporzioni tra quantità di aggregato e quantità di pasta, per ottimizzare il mix design, nei riguardi della resistenza a compressione, comporta un rapporto volumetrico tra aggregati e pasta di cemento compreso tra il 65% e l'85% [07] (normalmente oscilla nell'intervallo tra il 70 e il 75%); per quanto detto, considerare l'effetto di tale rapporto sul valore del modulo elastico del calcestruzzo è poco significativo.

L'influenza del modulo elastico degli aggregati risulta, invece, significativa per la determinazione del modulo elastico del calcestruzzo, senza però essere tale per la resistenza a compressione. In [07], si mostra come calcestruzzi con la stessa resistenza a compressione, confezionati con aggregati diversi, presentino moduli elastici notevolmente diversi.

Le risultanze sperimentali sono relative a campioni confezionati con aggregati della stessa natura. Notevolmente più complesso risulta valutare l'influenza sul modulo elastico del calcestruzzo quando l'aggregato risulta composto da materiali di diversa natura, aventi,

quindi, moduli elastici diversi. In realtà il confezionamento degli aggregati avviene impiegando materiali le cui caratteristiche sono molto simili. Pertanto, uno studio in merito non ha sufficiente interesse pratico.

La necessità di determinare proposte di correlazione tra modulo elastico e resistenza a compressione per i calcestruzzi ad alta ed altissima resistenza, nasce dal fatto che nella maggior parte delle normative sono considerati calcestruzzi ordinari (fino a circa 50÷60 MPa) e pertanto le correlazioni proposte non possono estendersi oltre tale limite. Il comportamento meccanico dei materiali ad alta ed altissima resistenza risulta, infatti, notevolmente differente da quello dei calcestruzzi ordinari (cfr. ad es. [09], [10]).

Un calcestruzzo ordinario, tipicamente, è un materiale non omogeneo, che evidenzia notevoli differenze di proprietà elastiche fra aggregati e pasta di cemento. È caratterizzato, inoltre, da una scarsa e non completa adesione pasta-aggregato. Le fratture, in elementi realizzati con questi materiali, avvengono sempre lungo superfici irregolari che interessano in genere volumi rilevanti di materiale. Comunemente, gli aggregati non sono interessati da fratture e si osserva una enucleazione di tali aggregati dalla matrice. Da un punto di vista macroscopico questo si traduce in una apprezzabile "duttilità" del materiale (Fig. 1 curva a).

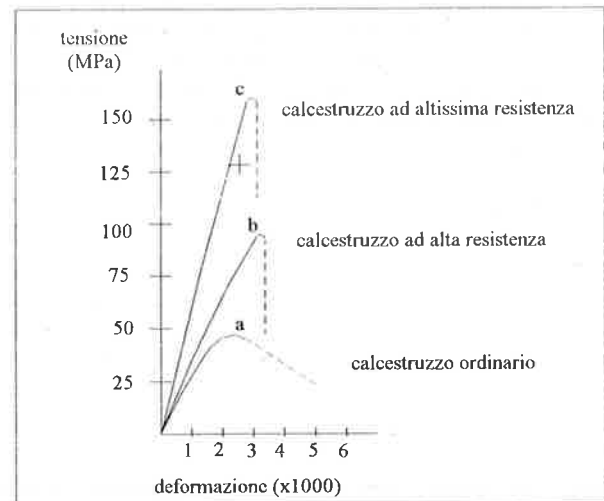


Fig. 1. Curve qualitative sforzo-deformazione di calcestruzzi ordinari ad alta ed altissima resistenza

Il comportamento dei materiali ad alta ed altissima resistenza è decisamente più omogeneo.

Innanzitutto, è ridotta la dimensione massima degli aggregati, cosicché viene a ridursi la probabilità di avere difetti negli aggregati stessi.

Scegliendo, di converso, aggregati di elevata qualità e di forma opportuna, la resistenza di questi ultimi e

la resistenza della pasta di cemento sono confrontabili e come conseguenza si ha un'ottima adesione sull'interfaccia. L'effetto che immediatamente si osserva è quello che la distribuzione interna delle tensioni risulta più omogenea rispetto ad un calcestruzzo ordinario, ossia con minori concentrazioni di tensioni e più limitate fessurazioni. Le fratture che si formano in elementi realizzati con questi materiali sono assai più regolari ed interessano sia la pasta che gli aggregati, senza una enucleazione di questi ultimi. Il comportamento macroscopico di questi materiali risulta assai meno duttile, con rotture decisamente più esplosive, anche con disintegrazione dei provini. Il comportamento post-critico è difficilmente rilevabile in quanto si evidenziano drastiche riduzioni di capacità portante (Fig. 1 curva c).

Gli andamenti qualitativi di figura 1 evidenziano un tratto lineare (modulo costante), la cui pendenza ed estensione cresce all'aumentare della resistenza del materiale, un successivo andamento softening che denota una riduzione del modulo in relazione allo sforzo.

Gli andamenti qualitativi riportati, però, per quanto detto, non possono essere considerati di validità generale, soprattutto con riferimento alla pendenza del tratto lineare.

Infatti, come già detto, nella determinazione del modulo elastico entrano in gioco diversi fattori tra i quali un ruolo importante è svolto dagli aggregati [07].

L'importanza degli aggregati è riconosciuta sia a livello di normativa (in A.C.I. 363-92R [03] è chiaramente detto che la differenza fra il valore previsto dalla proposta di correlazione e il valore misurato per un dato materiale è fortemente legato alla natura, forma e pezzatura degli aggregati), sia a livello di proposte di letteratura (ad es. [08]).

Nel seguito vengono riportate alcune correlazioni tra resistenza a compressione e modulo elastico di calcestruzzi ad alta resistenza (additivati e non da fibre) proposte in letteratura e da alcune normative nazionali e internazionali.

2. ALCUNE PROPOSTE DI CORRELAZIONE TRA E_c E LA RESISTENZA A COMPRESSIONE

2.1 Modelli proposti da normative

MC 90 C.E.B. F.I.P. [01]

La correlazione proposta in [01] per la valutazione del modulo elastico a 28 giorni di stagionatura, valida per calcestruzzi di classe non superiore a C100 (MPa), è la seguente:

$$E_{ci} = E_{co} \left[(f_{ck} + \Delta f) / f_{cm0} \right]^{0.3},$$

dove,

E_{ci} = modulo ai 28 giorni,

f_{ck} = resistenza cilindrica,

$\Delta f = 8 \text{ MPa}$,

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$,

$E_{co} = 22 \text{ GPa}$,

La correlazione è riferita alla resistenza cilindrica caratteristica (f_{ck}). Per calcestruzzi con una resistenza superiore a 50 MPa il C.E.B. presenta una formula alternativa, sempre con riferimento alla resistenza cilindrica caratteristica, a quella precedente, che ha l'espressione seguente:

$$E_{ci} = E_{co} \left[(f_{ck} / f_{cm0}) \right]^{0.3}.$$

A.C.I. 363 [03]

L'espressione della correlazione proposta in [03] per la valutazione del modulo elastico a 28 giorni di stagionatura è valida per calcestruzzi di resistenza a compressione media fino a 83 MPa. La formula di correlazione proposta dall'American Concrete Institute prevede:

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa}$$

dove,

f'_c = resistenza media cilindrica a compressione.

NORMATIVA NORVEGEESE NS 3473-1992
(disposizione riportata [06])

L'espressione della correlazione proposta, riportata in [06], è valida per calcestruzzi con resistenza massima pari a 94 MPa. L'espressione della correlazione è la seguente:

$$E_c = 9500 (f_{cc})^{0.3} (\rho / 2400)^{1.5}.$$

dove è:

f_{cc} = resistenza cilindrica del calcestruzzo

ρ = densità del calcestruzzo (in generale 2400 kg/mc).

L'espressione risulta più complessa perché prescritta anche per la valutazione del modulo elastico di calcestruzzi di particolare leggerezza (LWA).

NORMATIVA OLANDESE [06]

La correlazione proposta, riportata in [06], è valida per calcestruzzi con resistenza massima cubica fino a 105 MPa, è la seguente:

$$E_c = 35900 + 40 f_{cck}.$$

dove è:

f_{cck} = resistenza cubica del calcestruzzo a 28 gg..

In questo caso la correlazione è con la resistenza cubica a compressione valutata su cubi di lato 150 mm.

NORMATIVA ITALIANA [11]

La normativa italiana [11] prevede l'utilizzo di calcestruzzi con resistenza caratteristica cubica (R_{ck}) massima di 55 MPa. Tuttavia c'è la possibilità di utilizzare, per calcestruzzi di resistenza cubica caratteristica a compressione massima di 75 MPa, le stesse correlazioni, previa approvazione del Consiglio dei Lavori

Publici. In alternativa si possono utilizzare, per f_{ck} non superiori a 80 MPa, le correlazioni del C.E.B..

Le correlazioni presenti in normativa [11] per il calcolo del modulo elastico, valide fino a R_{ck} di 55 MPa, sono le seguenti:

$$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} \text{ N/mm}^2, \quad (\text{UNI 6556-1976})$$

che per calcestruzzi maturati a vapore diventa:

$$E_c = 5100\sqrt{R_{ck}} \text{ N/mm}^2.$$

In alternativa alle proposte di correlazioni vi sono normative che assegnano direttamente un valore al modulo elastico, che può essere diverso oppure lo stesso per differenti classi di resistenze dei vari calcestruzzi.

Esempi di norme che adottano tale approccio sono la normativa tedesca (estensione DIN 1045), la normativa finlandica, la normativa svedese (riportate in [06]), ed infine l'Eurocodice 2. In esse si specifica il valore del modulo elastico per le diverse classi di resistenza del calcestruzzo.

DIN 1045 [12]

In tabella 1 sono riportati i valori del modulo elastico in relazione alla classe di resistenza proposta in [12].

classi resistenza	B 65	B 75	B 85	B 95	B 105	B 115
E_{cm} (GPa)	40,5	42	43	44	44,5	45

Tabella 1 (resistenza caratteristica cubica)

EC-2 [04]

In tabella 2 sono riportati i valori del modulo elastico relativi alla classe di resistenza proposta in [04].

classi resistenza	C12 C15	C16 C20	C20 C25	C25 C30	C30 C35	C35 C40	C40 C50	C45 C55	C50 C60
E_{cm} (GPa)	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tabella 2 (resistenza caratteristica cilindrica)

Le correlazioni esaminate sono sia con riferimento alla resistenza cubica che alla resistenza cilindrica (sia media che caratteristica).

Questo diverso riferimento introduce un ulteriore elemento di aleatorietà data la difficoltà di stimare il valore del rapporto di correlazione tra la resistenza cilindrica e la resistenza cubica (k_{cc}).

In molti paesi, fra i quali gli Stati Uniti e la Francia, la resistenza di riferimento è quella cilindrica mentre in altri paesi, come, ad esempio, l'Italia, la Germania ed il Belgio, è tipico utilizzare provini cubici. Per i calce-

struzzi ordinari il valore del rapporto k_{cc} è compreso nel range fra 0.8 e 0.83 ed è determinato in base alla classe di resistenza del calcestruzzo stesso. Quando, invece, si utilizzano calcestruzzi con resistenze superiori a 65 MPa è opportuno aumentare il rapporto k_{cc} fino a 0.85 ed oltre. Esperienze condotte su materiali con resistenza compresa fra 60 e 130 MPa ([14], [15] e [16]) hanno evidenziato valori di k_{cc} decisamente più elevati. In [13] i valori trovati sono compresi fra 0.90 e 0.99.

In figura 2 sono riportati gli andamenti proposti dalle normative esaminate.

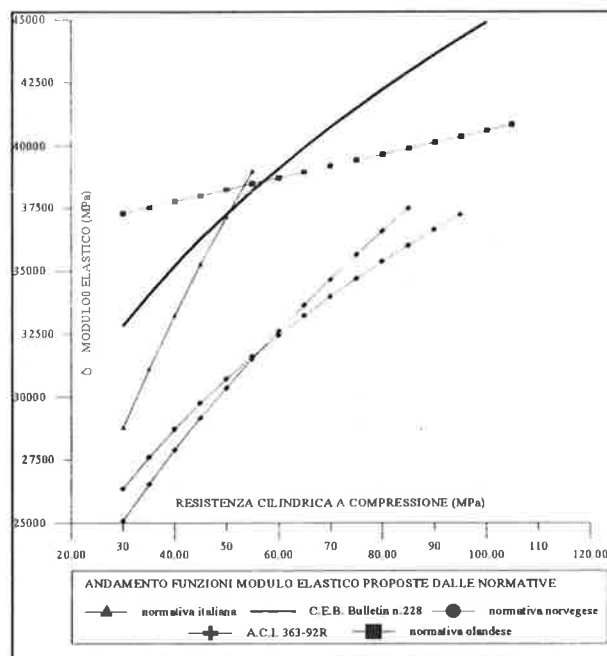


Fig. 2 Andamenti delle correlazioni esaminate

Dal grafico di figura 2 si evince una notevole differenza tra le diverse proposte per il calcolo del modulo elastico.

Quando si considerano resistenze maggiori di 55 MPa, il modello C.E.B. fornisce i valori maggiori, mentre, la normativa norvegese quelli minori.

Si noti che i valori che si ottengono con l'espressione della normativa norvegese sono di una quantità pari circa al 15% inferiori a quelli calcolati con l'estensione del MC-90 C.E.B. [01].

2.3 Modelli in letteratura per il modulo elastico di HSC

In [07], viene presentato un esteso studio sperimentale con riferimento a provini di calcestruzzi confezio-

nati con aggregati della stessa natura. Inizialmente, riprendendo i modelli di calcolo proposti in alcune normative, vengono presentate tre espressioni differenti per il calcolo del modulo del calcestruzzo. In particolare, le curve sono di proporzionalità alla radice cubica della resistenza cilindrica (cfr. ad esempio estensione del M.C.90 del C.E.B.), di proporzionalità alla radice quadrata (cfr. ad esempio A.C.I. 363, codice spagnolo EH-91), di proporzionalità lineare (cfr. ad esempio codice BS 8110 britannico).

Successivamente, in [07], imposto ai vari modelli proposti il passaggio per l'origine, si è ottenuto che solo l'espressione di proporzionalità con la radice cubica della resistenza cilindrica non determina una riduzione del coefficiente di correlazione (r). Le espressioni ottenute in [07] sono, alla luce di tale condizione:

- nel caso di linea retta non è possibile il passaggio per l'origine;
- $E_c = 4100 \sqrt[3]{f_{cm}}$ ($r=0.867$),
- $E_c = 8330 \sqrt[3]{f_{cm}}$ ($r=0.938$).

Per tenere poi in conto l'influenza del modulo elastico dell'aggregato sul modulo elastico del calcestruzzo, in [07] viene proposta la seguente espressione del modulo a 28 gg. di stagionatura:

$$E_{ci} = 0.85 \alpha_\beta \left[(f_{ck} + \Delta f) / f_{cm0} \right]^{0.3} \cdot \alpha_\beta,$$

dove,

$$\alpha_e = 2.15 \cdot 10^4 \text{ MPa};$$

α_β è un coefficiente che congloba l'influenza della natura degli aggregati e del loro modulo elastico.

In [07] si osserva anche che il valore della regressione migliora notevolmente se si utilizza la resistenza media e non quella caratteristica e ci si limita a calcestruzzi di resistenza cilindrica caratteristica non superiore a 80 MPa.

Qualora il coefficiente α_β non fosse disponibile in letteratura, in [07] è fornita l'espressione della correlazione fra modulo di elasticità dell'aggregato ed il coefficiente stesso. L'espressione indicata è la seguente:

$$\alpha_\beta = 0.1485 \sqrt{E_a} \quad (r=0.9), \quad (*)$$

dove,

E_a il modulo elastico degli aggregati.

L'espressione concorda sufficientemente per aggregati tipo basalti ($\alpha_\beta=1.2$), calcari densi ($\alpha_\beta=1.2$), quarziti ($\alpha_\beta=1$), calcari ($\alpha_\beta=0.9$) ed arenarie ($\alpha_\beta=0.7$).

La resistenza minima a compressione necessaria negli aggregati usati per produrre HSC ed FRC dev'essere almeno pari a 100 MPa.

Il valore massimo e minimo del modulo E_c possono essere calcolati introducendo il limite inferiore e superiore di resistenza di una famiglia di aggregati all'interno della formula per trovare α_β .

I valori di α_β scelti sono ragionevolmente conservativi, in modo tale che il valore reale di E_c sarà maggiore del valore calcolato.

L'espressione della correlazione [07], in definitiva, è:

$$E_c = \alpha_\beta 8480 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (**)$$

Un esempio lampante dell'importanza degli aggregati per il valore di E_c (cfr. [07]) di un calcestruzzo, prodotto con aggregato diabase e con aggregato arenario è che nel primo caso si ha un valore di 58000 MPa mentre nel secondo di soli 23000 MPa, ovviamente a parità di resistenza.

In [07] si è poi constatato che per gli aggregati normali le differenze trovate con la espressione di correlazione suggerita non eccedono il 30 %.

È chiaro che assumere $\alpha_\beta=1$ nei progetti dove E_c non ha importanza rilevante non comporta gravi errori; al contrario, quando il controllo della deformabilità della struttura in esame è molto importante, un'attenzione particolare andrebbe rivolta alla selezione degli aggregati.

Quando poi, l'eccessiva deformabilità può condurre al raggiungimento degli ULS, diventa indispensabile una selezione dell'aggregato (ad es. anche con l'ausilio della correlazione proposta in [07], utilizzata con procedimento inverso). Vi è di più, in tali casi, sarebbe opportuno, fare riferimento a valori caratteristici del modulo elastico (specie se ottenuto da una correlazione con la resistenza a compressione media).

Per i problemi di controllo di deformabilità si può procedere come segue: attraverso la formula della frequenza, fissato il limite di deformabilità, si valuta E_c e per la data resistenza, quindi il valore di α_β dalla (**), poi, attraverso la correlazione col modulo elastico dell'aggregato (*), risulta univocamente determinato la famiglia di aggregati più idonei allo scopo.

2.3 Modelli per la valutazione del modulo elastico per calcestruzzi fibrorinforzati

I lavori svolti per la valutazione del modulo elastico del composito si fondano principalmente sul modello di Voight. Tale modello prevede che il modulo elastico del composito sia espresso come combinazione lineare

dei moduli della matrice e delle fibre aggiunte, pesati attraverso la loro percentuale in volume. Il modulo per tale modello è dato da (riportato in [17]):

$$E_c = E_f V_f + E_m(1 - V_f)$$

dove,

E_c = modulo elastico del calcestruzzo fibro-rinforzato,

E_f = modulo elastico delle fibre,

E_m = modulo elastico della matrice,

V_f = volume percentuale delle fibre, dato dal rapporto volume fibre/volume totale

Le fibre, presenti all'interno della matrice, hanno chiaramente un'orientazione random, si dispongono, cioè, in modo totalmente casuale all'interno di essa. Per tenere conto di questo fatto il modello di calcolo, per il modulo elastico è stato modificato. La modifica consiste in un coefficiente η_0 che tiene conto dell'orientazione random delle fibre. Il valore di tale coefficiente è dato dalla formula seguente:

$$\eta_0 = \frac{\iint \cos\theta \cos\rho \, d\theta \, d\rho}{\iint d\theta \, d\rho} = 0.405, [18]$$

dove θ e ρ sono gli angoli formati dalla singola fibra con il piano xy e l'asse y, rispettivamente.

Tale coefficiente è dato dal rapporto fra la somma di tutte le lunghezze delle fibre presenti proiettate lungo la direzione di sollecitazione e la somma delle lunghezze delle singole fibre.

Esiste anche un altro coefficiente che tiene conto dell'efficienza in lunghezza delle fibre stesse; infatti, una fibra può andare in crisi per sfilamento dalla matrice (perché la sua lunghezza è inferiore ad una data lunghezza critica) oppure per rottura della fibra stessa (caso in cui la lunghezza della fibra risulta essere superiore a quella critica).

Il modulo elastico, tenendo conto di questo accorgimento, va calcolato come di seguito, da [17]:

$$E_c = \eta_0 E_f V_f + E_m(1 - V_f)$$

dove i simboli presenti nella formula hanno lo stesso significato della formula precedente.

Modelli più complicati per il calcolo di E_c , ma che in questa sede non vengono considerati, sono i cosiddetti modelli trifase [19]. In breve, si tratta di un modello che descrive il calcestruzzo fibro-rinforzato, come un materiale trifase, costituito da tre componenti differenti fra loro: fibre, calcestruzzo ed il materiale che funge da zona di transizione fra la fibra e la matrice cementizia.

Un modello pseudo trifase, invece, considera sempre FRC costituito da tre materiali diversi ma il terzo stato, cioè la zona di transizione, è considerato a volume nullo.

La formulazione in [19] può essere utilizzata come valido strumento per l'ottimizzazione delle proprietà

elastiche dei cementi fibro-rinforzati e di composti a base ceramica.

3. MATERIALI E ATTREZZATURA SPERIMENTALE

3.1 Materiali

I materiali utilizzati per questo studio sono del tipo proposto per la prima volta da H. Bache [20] e sono definiti comunemente DSP (Densified Systems containing homogeneously arranged ultrafine Particles).

Si tratta di malte ad altissima resistenza contenenti sabbia di quarzo e microsilice con eventuali microfibre di rinforzo in acciaio.

In particolare, per la preparazione dei provini sono stati utilizzati:

- cemento CEM I 52,5 R, avente una finezza Blaine di 4590 cm²/g;
- microsilice in polvere non densificata, avente una superficie specifica (B.E.T.) di 20 m²/g;
- aggregato di quarzo di origine alluvionale di elevata purezza (99% SiO₂), di dimensioni di 0-3.2 mm;
- superfluidificante acrilico, in soluzione acquosa (contenuto in estratto secco=30% in massa);
- fibre di acciaio al carbonio non sagomate (lunghezza 6 mm, diametro 0.15 mm).

Le composizioni utilizzate sono riportate nella Tabella 3.

rapp. microsilice/legante	0.20	0.20	0.20
rapporto superfluidificante/legante	0.02	0.02	0.02
rapp. aggregati/legante	2	2	2
rapp. acqua/legante	0.225	0.225	0.225
fibre (% in volume)	0	2	4
spandimento ASTM, mm	220	205	160

Tabella 3 Mix design

Gli impasti sono stati preparati utilizzando un mescolatore planetario Hobart da 15 litri e caratterizzati allo stato fresco mediante la tavola a scosse ASTM.

I provini sono stati confezionati utilizzando stampi in acciaio e plexiglas e, successivamente, vibrati mediante un tavolo ad elevata frequenza (200 Hz).

Dopo essere stati lasciati per 24 ore nello stampo, i provini sono stati stagionati in acqua a 20°C fino al momento della prova (normalmente a 28 gg. dalla data di confezionamento).

Le dimensioni dei grani della microsilice sono di due ordini di grandezza inferiori a quelli del cemento.

Queste caratteristiche, da un punto di vista meccanico, risultano estremamente importanti, in quanto i grani di microsilice, occupando i vuoti fra le particelle di maggiore dimensione, consentono di ottenere una struttura del materiale molto compatta.

Inoltre, la microsilice, durante l'impasto, ha un effetto lubrificante e svolge un'ulteriore attività pozzolanica.

3.2 Attrezzatura sperimentale

Per le prove sperimentali di determinazione della resistenza a compressione è stata utilizzata una macchina di prova universale Controls da 3000 kN, applicando il carico sui provini, secondo le procedure standard previste dalla normativa UNI 6132.

Per le prove sperimentali di determinazione del modulo elastico è stata utilizzata una macchina di prova oleodinamica tipo Galdabini, mediante la quale si è applicato ai campioni una storia di carico e scarico (fino a circa il 30% del carico di rottura) che ha permesso di determinare il tratto iniziale della legge σ - ϵ dal quale si è potuto desumere il modulo elastico.

La misura della deformazione è stata ottenuta come media di tre misure eseguite con estensimetri induttivi; con base di misura di 50 mm, posti su tre piani di simmetria a 120°.

L'acquisizione dei dati è stata ottenuta mediante centralina UPM 60 gestita da programma informatico.

4. RISULTATI SPERIMENTALI

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti su una serie di provini di forma cilindrica di calcestruzzo ad altissima resistenza, anche additivato con fibre per determinare il tratto iniziale della legge σ - ϵ dal quale si è potuto desumere il modulo elastico e il valore della resistenza a compressione.

In tabella 4 sono riportati i valori della resistenza e del modulo elastico valutato dalla legge σ - ϵ come coefficiente angolare medio delle rette di regressione lineare delle misure in fase di carico e di scarico.

serie 1						
ϕ	fibre 0%		fibre 2%		fibre 4%	
	Rc (MPa)	Ec (MPa)	Rc (MPa)	Ec (MPa)	Rc (MPa)	Ec (MPa)
75 a	93	39592	110	41024	129	44655
75 b	97	38093	117	32649	128	43858
75 c	96	48690	111	34707	133	38482
100 a	77	49747	134	38958	143	37591
100 b	77	31466	99	38459	145	43003
100 c	122	36092	118	39252	130	36762

serie 2						
ϕ	fibre 0%		fibre 2%		fibre 4%	
	Rc (MPa)	Ec (MPa)	Rc (MPa)	Ec (MPa)	Rc (MPa)	Ec (MPa)
100 a	109	44875	72	48099	114	44743
100 b	114	44071	136	47389	127	44563
100 c	99	46362	121	45242	121	45874
100 d	114	46416	123	44846	117	44775

Tabella 4 Valori grandezze misurate

In figura 3, 4 e 5, sono riportati, a titolo di esempio, i tipici andamenti misurati per provini con diverse percentuali di contenuto di fibre.

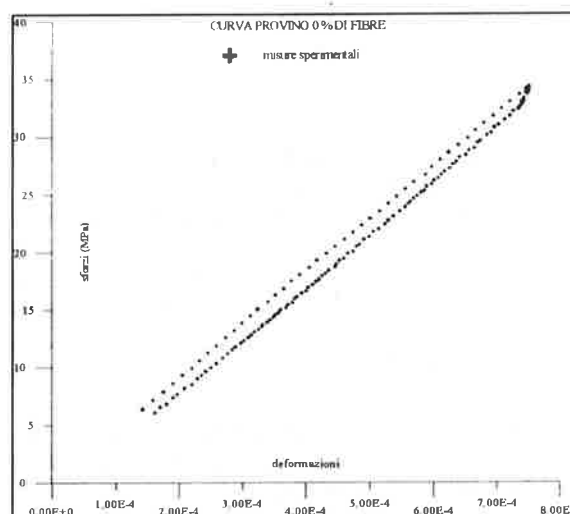


Figura 3 provino $\phi=100$ a serie 2

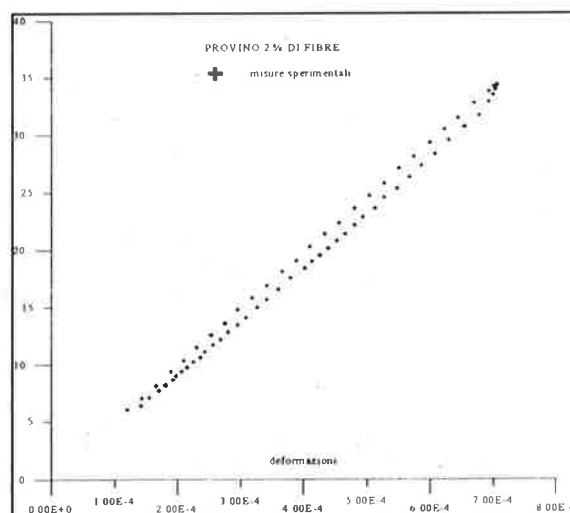


Figura 4 provino $\phi=100$ c serie 2

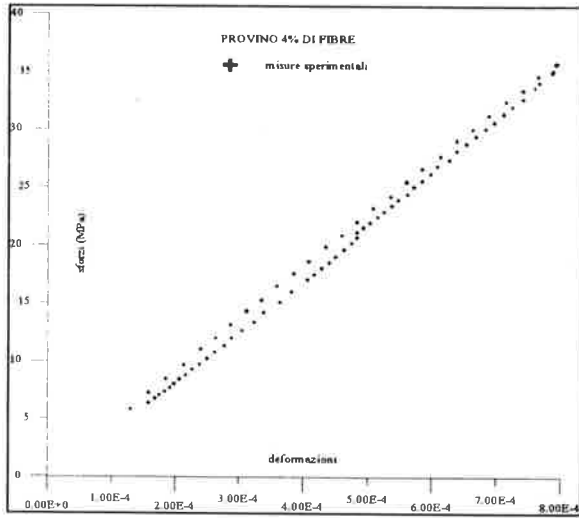


Figura 5 provino $\phi=100$ d serie 2

Gli andamenti mostrano un legame σ - ϵ con caratteristiche elastiche lineari (lo sfalsamento fra la fase di carico e quella di scarico è sostanzialmente dovuta all'inerzia strumentale).

È fondamentale, segnalare che i provini relativi alla serie 1 sono stati confezionati con stampi in materiale plastico, mentre i provini della serie 2 sono stati confezionati con stampi di acciaio.

Una elevata compattazione del materiale, consente poi di ottenere campioni esenti da difetti macroscopici. Sotto questo aspetto, stampi in acciaio hanno consentito di ottenere provini con migliori prestazioni meccaniche rispetto a stampi in materiale plastico (plexiglas, PVC).

Quantitativamente, i provini ottenuti in stampi di acciaio presentano una resistenza a compressione superiore di circa il 15÷25% a quella ottenuta con provini dimensionalmente simili, confezionati però con stampi in plastica [13].

Nella tabella 5 si riportano la resistenza media cilindrica f_{cm} e il modulo elastico E_c , determinate sui campioni diversi in contenuto percentuale di fibre in volume.

serie 1						
ϕ	fibre 0%		fibre 2%		fibre 4%	
	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)
75	95	42125	113	36127	130	42332
100	92	39101	117	38889	139	39119

serie 2						
ϕ	fibre 0%		fibre 2%		fibre 4%	
	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	R _{cm} (MPa)	E _{cm} (MPa)
100	109	45431	113	46394	120	44989

Tabella 5 Valori grandezze medie delle misure

Si può osservare che il modulo elastico risulta essere poco influenzato dalle dimensioni del provino, come

era da attendersi (come per la resistenza in [13]), perché legato alla macrostruttura del materiale che prevede aggregati di dimensioni contenute (diametro massimo 3.2 mm). I provini della serie 1 forniscono valori medi del modulo elastico inferiori a quelli della serie 2. Questo è dovuto anche all'ottima qualità dei provini, ben compattati e molto regolari dal punto di vista geometrico per effetto del confezionamento [13] dei provini della serie 2 con stampi metallici. Il contenuto in fibre non incrementa, il modulo elastico del calcestruzzo. Si osserva anche, che il valore medio del modulo elastico ed il valore medio della resistenza a compressione, misurati sui provini della serie 2 con 0% di fibre, sono in accordo coi valori medi misurati in [08] per il mix P21 di composizione simile.

Inoltre, si può osservare, che i valori delle grandezze medie ottenute, ripropongono l'osservazione (ad es. [21]) di un aumento della resistenza media col contenuto di fibre.

Nella tabella 6 si riportano i valori medi dei moduli misurati ed i corrispondenti valori ottenuti con i modelli Voight e Voight modificato

fibre 2%	modulo medio calcolato	modulo con il modello Voight	Voight modificato
75 serie1	36127	39138	36817
100 serie1	38889	41999	39679
100 serie2	46394	49118	46797

fibre 4%	modulo medio calcolato	modulo con il modello Voight	Voight modificato
75 serie1	42332	45601	40960
100 serie1	39119	45451	40810
100 serie2	44989	50765	46124

Tabella 6

I valori di tabella 6 sono, per una più chiara interpretazione, diagrammati in figura 6 e 7.

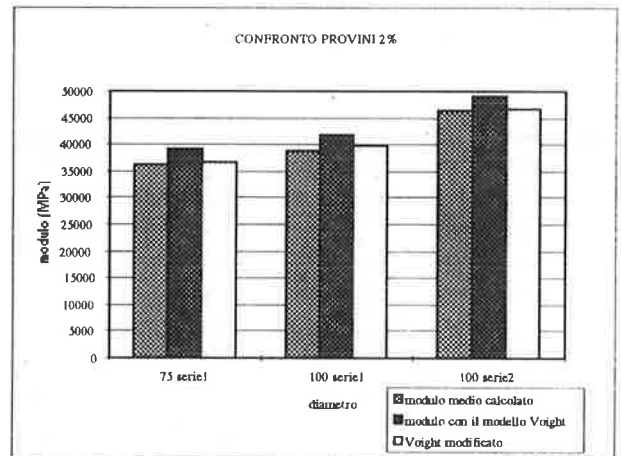


Figura 6

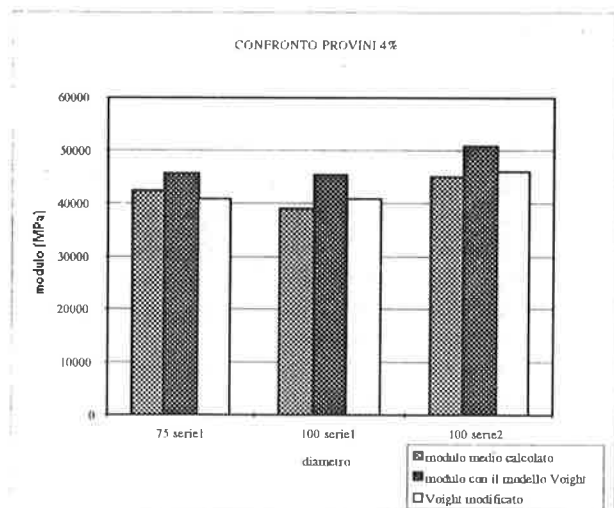


Figura 7

5. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti si può concludere quanto segue:

1. le espressioni di correlazione proposte dalle diverse normative forniscono valori del modulo elastico notevolmente diverse;
2. per esigenze di controllo di deformabilità si può procedere al mix design del calcestruzzo valutando prima il modulo elastico del calcestruzzo richiesto, e da questo risalire alla scelta dell'aggregato impiegando la correlazione proposta in [06];
3. la sostanziale indipendenza del valore del modulo elastico dal contenuto (2÷4%) di fibre;
4. sufficiente corrispondenza dei valori del modulo ottenuto sperimentalmente per i provini con fibre ed i valori forniti con la correlazione proposta in Voight modificato;
5. sufficiente corrispondenza dei valori del modulo ottenuto sperimentalmente per i provini senza fibre ed il valore ottenuto in [08] con calcestruzzi additivati con silica fume e con uguale rapporto a/c .

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è parte di un programma di ricerca che il CTG (Centro Tecnico di Gruppo Italcementi-Ciment Français) sta sviluppando in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e con la sua Scuola di Specializzazione in Costruzioni in cemento armato "F.lli Pesenti". Gli autori ringraziano l'ing. G. P. Rosati e l'arch. M. Marazzini, per la preziosa assistenza prestata in fase di spe-

rimentazione, l'allievo della Facoltà di ingegneria del Politecnico di Milano, P. Perucchini, per il contributo prestato in fase di elaborazione dei risultati sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

- [01] C.E.B. "High performance concrete, recommended extensions to the Model Code 90, research needs", C.E.B. Bulletin d'information n.228, July 1995.
- [02] C.E.B. "High strength concrete, State-Of-The-Art-Report", C.E.B. Bulletin d'information n.197, August 1990.
- [03] A.C.I. 363R-92 "State of the art report on high strength concrete", A.C.I. 363R-92.
- [04] E.C.-2-ENV 206- Progettazione delle strutture cementizie, parte 1: regole generali e regole per gli edifici.
- [05] M. LL.PP. "Raccomandazioni tecniche sui calcestruzzi cementizi ad alta resistenza", Giornale A.I.C.A.P., n.11 Novembre 1996, allegato a "L'industria italiana del cemento"
- [06] C.E.B. "Application of high performance concrete, Examples-Projects-Regulations-Research", C.E.B. Bulletin d'information n. 222, November 1994.
- [07] [P. ALAEJOS GUTIERREZ, M. FERNANDEZ CANOVAS "The modulus of elasticity of high performance concrete", Materials and structures, 28, pag. 559-568, 1995.
- [08] T. H. WEE ET ALTR "Stress-strain relationship of High-Strength Concrete in compression" Journal of Materials in Civil Engineering, May 1996;
- [09] P. K. METHA, P.J.M. MONTEIRO: "Concrete: structure, properties and materials". Prentice-Hall 2nd ed., New Jersey, 1993.
- [10] A.M. NEVILLE: "Properties of Concrete", 3rd Edn, Longman Harlow, UK, 1981, pp 527-565.
- [11] D.M. 09/01/1196: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche". (Gazzetta Ufficiale del 05/02/1996 n°29)
- [12] Integrazione a DIN 1045/07.88 per le classi da B65 a B115, Commissione Tedesca per il calcestruzzo armato DAfStb nell'Ist. Tedesco di unificazione delle norme Scharren Strasse 2-3, D-10178 Berlino centro.
- [13] M. ACITO ET ALTRI "Effetti dimensionali in elementi di calcestruzzo ad altissima resistenza", 11° Congresso CTE 1996.
- [14] M. LESSARD ET AL: "Testing high-strength concrete", ACI Mat. J., 90, 3, 1993, pp 303-308

- [15] **R. L. CARRASQUILLO ET AL:** "Properties of high strength concrete subject to short-term loads", ACI J. Proc. 78 .2, 1981, pp 171-178
- [16] **M. IMAN ET AL:** "Are current concrete strength tests suitable for high strength concrete?", Materials and Structures. 1995, 28, pp 384.
- [17] **C. VESTGAARD NIELSEN** "Ultra high-strength steel fibre reinforced concrete, part I. Basic strength proprieties of compresit matrix". Afdelingen for baerende konstruktioner. Denmark, Tekniske Universitet, Copenhagen, July 1995.
- [18] **J. P. ROMUALDI, G.B. BATSON.** "Mechanics of crack arrest in concrete". Journal of the Engincering Mechanics DIVISION, ASCE, Vol. 89, 1963
- [19] **J. M. ALWAN, A. E. NAAMAN** "New formulation for the elastic modulus of fibre-reinforced, quasi-brittle matrices", pag. 2443-2460
- [20] **H. H. BACHE:** "Densified Cement Ultra-fine Particle Based Materials", 2nd Int. Conf. on Superplasticizer in Concrete, Ottawa, 1981, pp. 35
- [21] **M. ACITO ET ALTRI,** "Resistenza caratteristica di materiali cementizi ad alta e altissima resistenza, 11° Congresso CTE, Napoli 1996.

**APPLICAZIONE DI UN MODELLO A STRISCE FINITE
PER LO STUDIO DI TRAVI INFLESSE IN CALCESTRUZZO
AD ALTA RESISTENZA FIBRORINFORZATO**

Franco ANGOTTI

Luciano GALANO

Andrea VIGNOLI

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

Nella memoria viene presentato un modello numerico per la simulazione della risposta di travi inflesse di calcestruzzo armato fibrorinforzato. La trave è suddivisa, in senso longitudinale, in conci discreti; per modellare la distribuzione delle tensioni normali è utilizzato il metodo delle strisce finite. Il modello, che prevede azioni monotone e cicliche, è adeguato per lo studio della risposta di questi elementi strutturali fino a collasso. I confronti con alcuni risultati sperimentali di letteratura indicano la validità della procedura, che costituisce una base per la generalizzazione a casi strutturali più complessi.

SUMMARY

This paper presents a numerical model for the prediction of the response of simple supported fiber reinforced concrete beams in bending. Longitudinal steel reinforcements can also be incorporated. The finite strip technique is used to model the distribution of normal stresses on each transversal section of the beam. A discretization in finite segments is used in longitudinal direction. The model is based on suitable constitutive laws for concrete and steel and it is valid both for monotonic and cyclic loading. Comparisons between numerical and experimental results available in the technical literature show the reliability of the approach, that set up a basis to model more complex structural cases.

1. INTRODUZIONE

Nel campo dei materiali cementizi sono attualmente in studio strategie di progettazione per creare un prodotto base con proprietà superiori a quelle del calcestruzzo tradizionale [1, 2]. Notoriamente i calcestruzzi hanno scarsa resistenza a trazione e, spesso, hanno scarsa duttilità. L'uso delle armature metalliche, sotto forma di barre, fornisce un'adeguata resistenza meccanica per la maggior parte degli impieghi, ma non impedisce, ad esempio, la comparsa delle fessure, anche sotto l'azione dei carichi di esercizio; la fessurazione, se non adeguatamente controllata, costituisce un fenomeno dannoso che favorisce il degrado dei manufatti, oltreché un severo limite per le applicazioni negli ambienti aggressivi. Dati i limiti della tecnologia tradizionale, a partire dagli anni '70, si è cercato di produrre materiali

cementizi più resistenti e durevoli, pur contenendo i costi di produzione. Sono nati così calcestruzzi con caratteristiche meccaniche sempre più elevate, detti ad alta resistenza e designati con la sigla HSC (High Strength Concrete) e, più in generale, calcestruzzi ad alte prestazioni, designati come HPC (High Performance Concrete). Con l'aumento della compattezza e della resistenza meccanica i calcestruzzi divengono più fragili, sia in trazione che in compressione. Numerosi studi hanno dimostrato che è possibile aumentare la duttilità dei prodotti cementizi inserendo, all'interno della matrice, elementi in grado di ritardare lo sviluppo e la propagazione delle fessure. In tal modo si ottengono i calcestruzzi fibrorinforzati (FRC) e quelli ad alta resistenza fibrorinforzati (HSFRC).

Una sintesi delle caratteristiche e delle applicazioni più significative di questi materiali si trova in [3, 4] per

gli HSC ed in [5, 6] per i prodotti FRC e HSFRC. Le fibre corte, realizzate con diversi materiali quali acciaio, carbonio, materie plastiche, ed aggiunte all'impasto in opportune percentuali, non aumentano in modo sensibile la resistenza a trazione, ma migliorano il meccanismo di rilascio delle tensioni sul piano di fessurazione, ritardando la propagazione delle fessure stesse. In modo analogo anche le deformazioni di compressione a collasso sono significativamente incrementate.

Più recentemente sono state studiate le proprietà di elementi strutturali nei quali, in aggiunta al materiale cementizio fibrorinforzato, si impiegano armature metalliche tradizionali o speciali, sotto forma di fili, barre in fibra di carbonio, ecc., in modo da ottenere membrature con elevate caratteristiche meccaniche, alta duttilità e durabilità.

Oltre alla ricerca sperimentale, in vista delle applicazioni strutturali di questi calcestruzzi, ha interesse lo sviluppo di modelli numerici per la predizione della loro risposta sotto carico.

Nella memoria si presenta un modello non lineare sviluppato per elementi snelli inflessi, soggetti a carichi monotoni o ciclici. La modellazione è basata sul metodo delle strisce finite ed è messa a punto per travi isostatiche con meccanismo di collasso per flessione. Essa è di concezione semplice, particolarmente curata nella formulazione costitutiva ed è dedicata a travi in calcestruzzo fibrorinforzato con fibre corte, con l'eventuale presenza di armature metalliche longitudinali. La validità della procedura numerica è verificata per confronto con prove sperimentali di letteratura.

2. UN MODELLO PER ELEMENTI INFLESSI IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

2.1 La legge costitutiva

La simulazione numerica della risposta ai carichi di travi in calcestruzzo deve essere sviluppata tramite un approccio non lineare che descriva il comportamento costitutivo del materiale. Sono stati proposti vari metodi:

- modelli in cui le deformazioni plastiche sono concentrate nelle zone di estremità dell'elemento, mentre la parte centrale si comporta elasticamente;
- modelli in cui la trave è discretizzata in sub-elementi per alcuni dei quali, nelle zone critiche, si assegna una legge costitutiva non lineare di tipo fenomenologico;
- modelli come in b) in cui le leggi costitutive derivano, per integrazione delle tensioni, dalle ipotesi di comportamento dei materiali. In tali approcci ciascun elemento è suddiviso, lungo l'altezza della sezione, in porzioni elementari (strisce) per le quali si controlla la legge tensione-deformazione;

d) modelli agli elementi finiti (F.E.M.);

e) modelli in cui si tiene conto del comportamento locale del calcestruzzo (teorie della meccanica della frattura e del danneggiamento dei materiali fragili).

Gli approcci più utilizzati sono limitati ai primi tre gruppi e, in alcuni casi, al quarto. In questo lavoro si fa riferimento ad un approccio di tipo (c), descritto nel seguito.

Il modello ha per oggetto un elemento monodimensionale di forma allungata, rettilineo, a sezione costante o variabile, ovvero un elemento strutturale tipo "trave". Esso viene suddiviso, in senso longitudinale, in n_c conci elementari di lunghezza variabile Δz_i (fig. 1). Nella versione attuale la trave è vincolata con due appoggi e su essa può essere applicato un carico verticale P oppure due carichi P_1 e P_2 ; la disposizione dei vincoli e dei carichi deve essere tale da rispettare la discretizzazione. Limitandosi a considerare travi o travature isostatiche l'estensione ad altre condizioni di vincolo e di carico è immediata.

Si assumono valide le ipotesi di piccoli spostamenti, di conservazione delle sezioni piane e di trascurabilità degli effetti delle tensioni tangenziali. Indicando con $v(z)$ la linea elastica della trave e con $\varphi(z)$ la rotazione della generica sezione, si hanno le seguenti equazioni per φ_i e v_i , che forniscono la rotazione e l'abbassamento nella generica sezione i:

$$\varphi_i = \varphi_0 + \sum_{k=1}^i \chi_k \Delta z_k, \quad v_i = v_0 - \sum_{k=1}^i \varphi_k \Delta z_k$$

nelle quali "0" indica la sezione iniziale ($z=0$) e χ la curvatura flessionale, supposta costante in ciascun concio (fig. 2c). Le precedenti equazioni sono modificate per imporre entrambe le condizioni ai limiti sullo spostamento v . Il calcolo degli sforzi è condotto per discretizzazione della sezione trasversale di ciascun concio in strisce orizzontali e parallele, di altezza $dx=H/n_{str}$ e larghezza b_j (fig. 2a), essendo H l'altezza della sezione e n_{str} il numero delle strisce. Le sole componenti di tensione considerate sono quelle normali, indicate con σ , mentre con ε si indicano le corrispondenti deformazioni longitudinali. Il trascurare le tensioni tangenziali costituisce una limitazione giustificata dal fatto che il modello si rivolge alla predizione del comportamento di travi con sollecitazioni flessionali prevalenti. Nella modellazione possono essere incluse armature metalliche longitudinali in forma di barre disposte in strati di area A_{sj} e distanza x_{sj} dal lembo superiore (fig. 2a).

Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, se il concio i -esimo è deformato con curvatura flessionale χ_i , nota la posizione dell'asse neutro η_i (fig. 2b), è noto il profilo di deformazione lungo l'altezza della sezione.

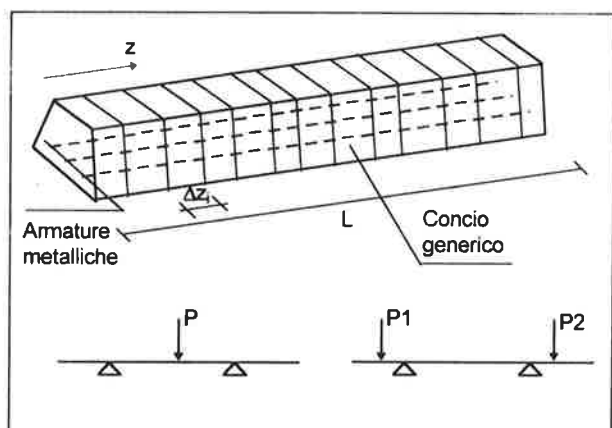


Fig. 1 Discretizzazione longitudinale della trave ed esempi di configurazioni di carico e di vincolo

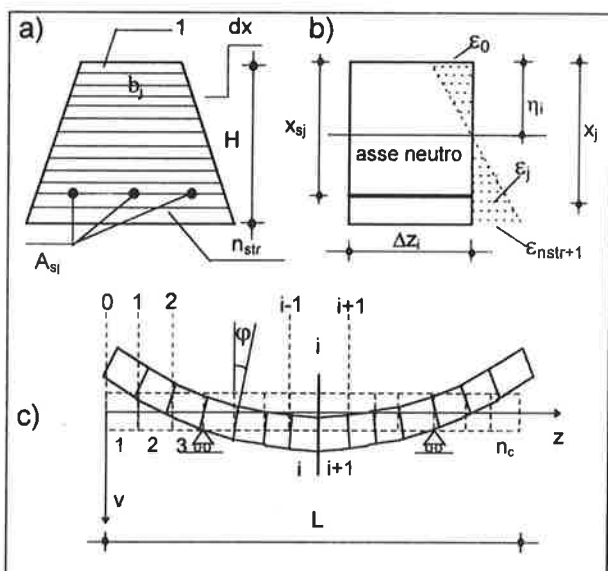


Fig. 2 (a) sezione trasversale del generico concio i ; (b) concio deformato con curvatura flessionale generica; (c) deformata della trave

Indicando con ϵ_0 , ϵ_{nstr+1} , ϵ_j e ϵ_{sj} le deformazioni rispettivamente al lembo superiore, al lembo inferiore, nel baricentro della j -esima striscia e al livello del j -esimo strato di armatura, si hanno le equazioni:

$$\epsilon_j = \epsilon_0 + \chi_i x_j, \quad \epsilon_{sj} = \epsilon_0 + \chi_i x_{sj}$$

essendo x_j e x_{sj} le distanze dal lembo superiore della sezione dell'elemento considerato.

Per studiare i materiali cementizi fibrinforzati la legge di comportamento tensione-deformazione assume importanza decisiva. Poichè lo scopo del modello è la predizione del comportamento della trave fino a collasso, la formulazione costitutiva è stata particolar-

mente curata. Essa prevede la non linearità della curva di primo carico in compressione con descrizione del comportamento "softening" fino a rottura, la fessurazione e si basa su formulazioni di letteratura.

Per la curva involuppo in compressione è stata assunta, tra le numerosissime equazioni proposte in letteratura, la formulazione di Tsai [7], applicabile a materiali di diversa resistenza; essa descrive il ramo ascendente e quello discendente della curva con l'unica equazione:

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \frac{m \frac{\epsilon}{\epsilon_c}}{1 + \left(m - \frac{n}{n-1} \right) \frac{\epsilon}{\epsilon_c} + \frac{1}{n-1} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right)^n}$$

La legge dipende da quattro parametri: la resistenza a compressione σ_c , la corrispondente deformazione ϵ_c , il rapporto $m = E_i/E_c$ tra il modulo tangente iniziale e quello secante al picco di tensione ed il parametro n , che controlla la parte discendente della curva. I parametri m ed n devono essere determinati per confronto con prove sperimentali. Ponendo $m = n/(n-1)$ la legge di Tsai fornisce la relazione di Popovics e per $n=2$ si ottiene la formulazione di Saenz. Nel modello l'equazione è valida fino ad un livello di deformazione ϵ_{uc} in corrispondenza del quale inizia la fase di rottura, descritta da un ramo lineare discendente fino a tensione nulla; ϵ_{uc} rappresenta il valore ultimo della deformazione in compressione (fig. 4). La legge di Tsai riproduce con buona accuratezza la curva di compressione monoassiale per calcestruzzi di varia resistenza; nella fig. 3 si riportano esempi di confronto con prove sperimentali per calcestruzzi con $\sigma_c = 27.5 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_c = 48.5 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_c = 60 \text{ N/mm}^2$ con fibre ($V_f = 3\%$ in volume).

La risposta del materiale composito per carichi ciclici di compressione è stata descritta con il modello di Otter e Naaman [8]. La curva di primo carico è assunta coincidente con l'involuppo dei cicli di scarico e ricarico successivi. A partire da un punto di inversione della deformazione sulla curva involuppo (punto U) si definisce la deformazione plastica residua ϵ_p allo scarico (punto P) con l'equazione (fig. 4a):

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_c} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_c} - k_u \left(1 - \exp \left(\frac{-\epsilon_u}{k_u \epsilon_c} \right) \right)$$

essendo k_u una costante sperimentale di valore medio 0.8. In caso di ricarico si definisce la deformazione ϵ_r sulla curva involuppo (punto R) con l'equazione:

$$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_c} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_c} + k_r$$

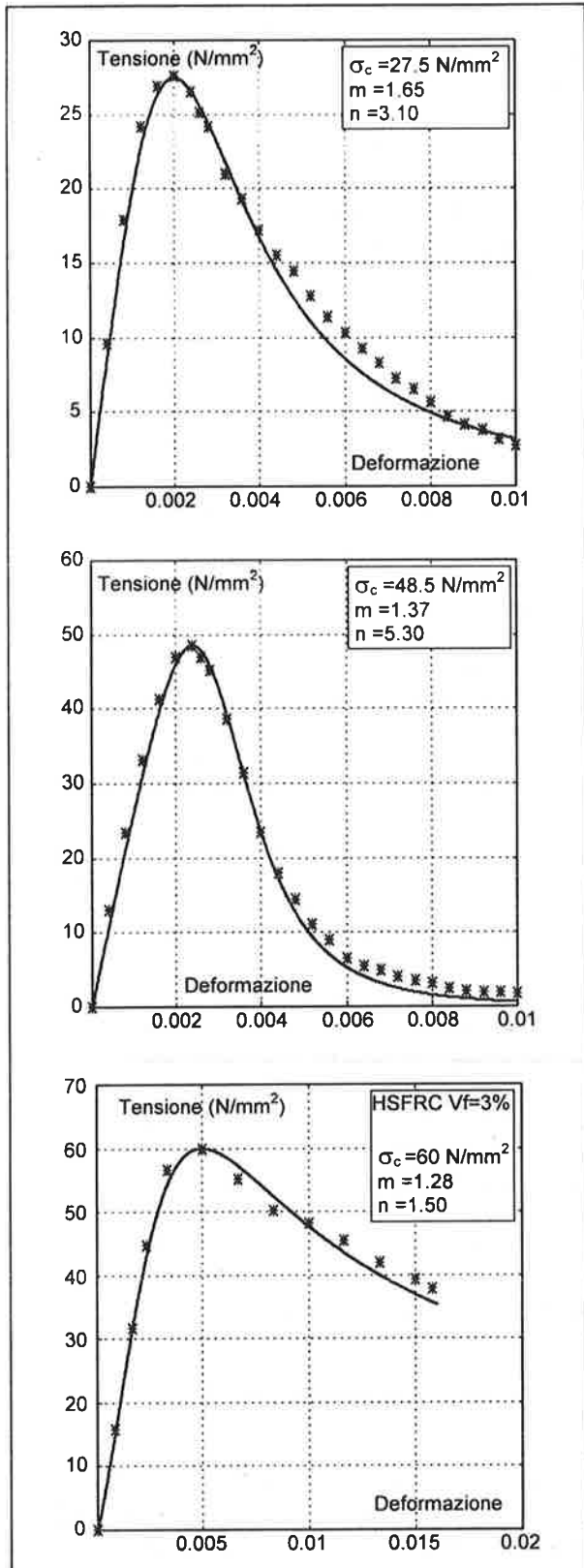


Fig. 3 Confronti tra la legge σ - ϵ di Tsai (-) ed il risultato sperimentale (*), per calcestruzzi di diversa resistenza

nella quale la costante k , assume valore medio 0.1. La curva di scarico fino a tensione nulla (ramo UP) e quella di ricarico (ramo PR) sono definite rispettivamente dalle equazioni:

$$\frac{\sigma}{\sigma_u} = (1-p) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_u - \epsilon_p} \right) + p \left(\frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_u - \epsilon_p} \right)^{n_1}, \quad \frac{\sigma}{\sigma_r} = \frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_r - \epsilon_p}$$

con n_1 e p due ulteriori costanti sperimentali (i valori medi suggeriti sono 3 per n_1 e 0.9 per p). Per uno scarico parziale (UE) la deformazione di ricarico sulla curva inviluppo (in R', fig. 4a) è ottenuta per interpolazione lineare tra le deformazioni dei punti U e R; nel caso di scarico dopo un ricarico parziale, il punto a tensione nulla (punto P') è intermedio tra i punti P e P'', le cui deformazioni sono ricavabili con l'equazione per ϵ_p dai punti U ed R rispettivamente (fig. 4b). Per la definizione dei punti intermedi R' e U' si utilizzano due equazioni di interpolazione [8] in cui si introducono due ulteriori parametri, n_2 ed n_3 , di valore medio pari a 8. Le equazioni delle curve di scarico e di ricarico parziali hanno la stessa forma delle due espressioni precedenti, ovvero polinomiale e lineare rispettivamente.

Dai casi precedenti si costruisce un modello per carichi ciclici qualsiasi. La fig. 5 si riferisce alla risposta fornita dal modello per un calcestruzzo sottoposto ad una storia ciclica di sforzo di compressione. Gli Autori [8] hanno mostrato che, calibrando opportunamente i sei parametri, il modello può descrivere con accuratezza il comportamento ciclico di materiali HSFRC; variando il parametro n_3 viene simulato il degrado del materiale per carichi ripetuti in termini di aumento progressivo della deformazione plastica residua allo scarico.

Per il comportamento del materiale in trazione si è utilizzata una curva di primo carico definita da una trilatera (fig. 6): il ramo OA rappresenta la fase lineare prima della fessurazione, il ramo AB modella la perdita di tensione dovuta al manifestarsi della prima fessura nella matrice ed il ramo BC, infine, è relativo alla fase in cui le fibre si sfilano dalla matrice cementizia per pull-out. La curva è quindi definita dalla tensione massima σ_t , dalla tensione residua σ_b e dalle deformazioni ϵ_b , ϵ_b ed ϵ_{ut} .

L'assunzione di fig. 6, per cui risulta $\sigma_b < \sigma_t$, è verificata per i materiali fibrorinforzati nei quali il contenuto in fibre V_f è inferiore ad un valore critico. Il comportamento per sforzi ciclici è stato definito con il modello di Yankelevsky e Reinhardt [9], detto a "punti focali"; esso è costituito da una serie di tratti lineari definiti da sei punti focali posti sulla retta tangente all'origine nel dominio delle compressioni. Gli Autori, in [9], hanno mostrato l'accuratezza del modello.

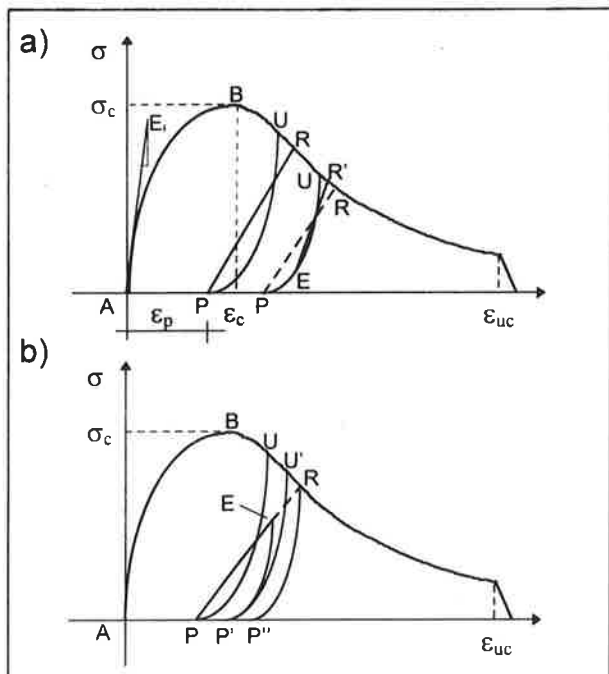


Fig. 4 Modello per carichi ciclici di compressione

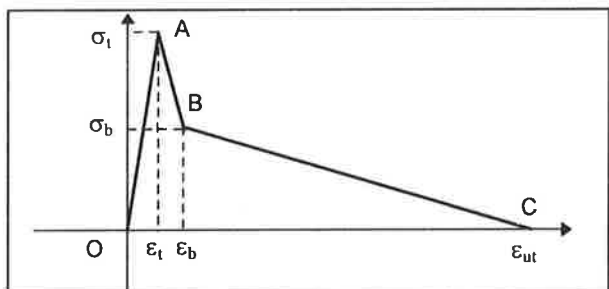


Fig. 6 Modello in trazione monoassiale per calcestruzzi fibrorinforzati

Per esemplificare l'andamento delle tensioni di trazione per deformazioni cicliche si può osservare l'esempio della fig. 7: essa si riferisce ad un caso in cui gli scarichi raggiungono un livello di sforzo in compressione uguale alla resistenza a trazione.

Il legame σ - ϵ assunto per l'armatura metallica è quello elastoplastico con incrudimento ed è rappresentato da una bilatera; è stata ipotizzata, infine, perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

2.2 La procedura numerica

Il metodo è utilizzabile per la valutazione della risposta di travi isostatiche inflesse, soggette ad una condizione di carico concentrato, ed è basato su una procedura incrementale eseguita in controllo di deformazione. Il momento flettente è assunto costante nel concio i -esimo e pari al valore calcolato per la sezione mediana.

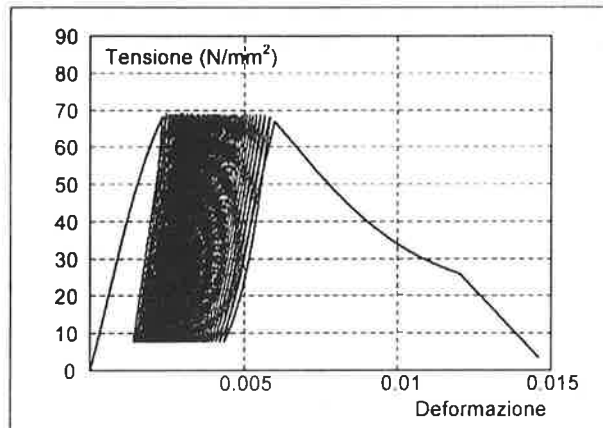
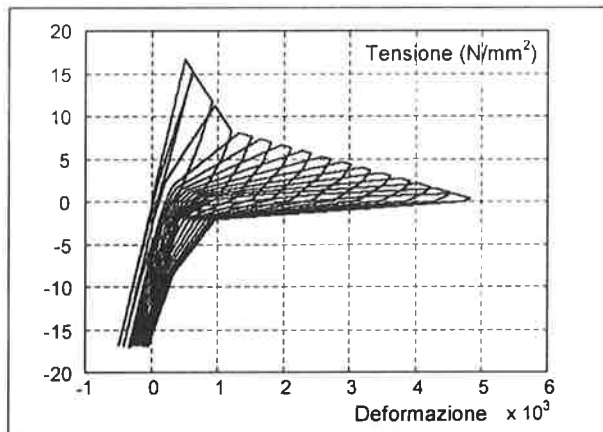
Fig. 5 Risposta ottenuta dal modello di Otter e Naaman per compressione ciclica di un calcestruzzo ($n_3=8$)

Fig. 7 Modello per trazione ciclica con scarichi in compressione di valore pari alla resistenza a trazione

Il procedimento prende origine con l'individuazione del concio (detto chiave, indice key), a cui corrisponde il valore massimo del momento flettente. Ciascun passo k è contraddistinto da un incremento di curvatura attribuito al concio chiave $\Delta\chi_k^{\text{key}}$ in corrispondenza del quale si determina un incremento del momento flettente ΔM_k^{key} , tanto che quest'ultimo, a tale passo, è uguale a:

$$M_k^{\text{key}} = M_{k-1}^{\text{key}} + \Delta M_k^{\text{key}}.$$

Il calcolo del momento M_k^{key} procede utilizzando le due equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione. Al k -esimo passo è nota, per assegnata curvatura, l'inclinazione delle facce del concio chiave. Per calcolare la posizione dell'asse neutro all'equilibrio, si procede in modo iterativo (fig. 8). In ciascuna iterazione t si trovano i valori delle deformazioni ϵ_j^t ($j=1, \dots, n_{\text{str}}$) nelle fibre del concio chiave e $\epsilon_{s_j}^t$ nelle barre metalliche; dai diagrammi σ - ϵ che caratterizzano il

comportamento dei materiali, si calcolano i valori delle tensioni σ_j^i e σ_{sj}^i . Si impone quindi l'equilibrio alla traslazione:

$$\sum_1^{n_{str}} \sigma_j^i b_j dx + \sum_1^{ns} \sigma_{sj}^i A_{sj} = 0$$

fino a convergenza. Dall'equazione di equilibrio alla rotazione, a convergenza, si ottiene il momento flettente M_k^{key} al passo attuale.:

$$M_k^{key} = \sum_1^{n_{str}} \sigma_j^{conv} b_j x_j dx + \sum_1^{ns} \sigma_{sj}^{conv} A_{sj} x_{sj}$$

In tal modo si costruisce per punti il diagramma momento-curvatura per il concio chiave (fig. 8). Noti M_k^{key} , le configurazioni di vincolo e di carico, si risale al valore di P (o di P_1 e P_2) e quindi al valore del momento flettente in ogni concio. Con procedura iterativa inversa alla precedente si determinano le curvature χ_k^{iconv} in ciascun concio. A tale scopo si risolve $n_c - 1$ volte l'equazione non lineare ($n_c =$ numero di conci, $i = 1, 2, \dots, key-1, key+1, \dots, n_c$):

$$M_k^{it} - M_k^{iconv} = 0$$

nella quale M_k^{it} è il valore del momento corrispondente alla curvatura di tentativo χ_k^{it} nella generica iterazione e M_k^{iconv} è il valore del momento di equilibrio. Note le curvature, si determinano rotazioni ed abbassamenti, utilizzando le formule della cinematica sopra richiamate.

La procedura incrementale è stata automatizzata in forma di codice di calcolo; esso permette l'esecuzione dell'analisi non lineare in controllo di deformazione e la restituzione grafica dei risultati.

3. APPLICAZIONI

3.1 Analisi di sensibilità del modello

La procedura descritta è stata verificata con riguardo alla sensibilità dei risultati forniti dal modello alle discretizzazioni longitudinale e trasversale. Verifiche in tal senso, per varie configurazioni, sono riportate in [10]. I risultati indicano una bassa influenza del numero di strisce mentre la sensibilità alla discretizzazione longitudinale è più accentuata; ciò si ha nei casi in cui sulla trave agisce un solo carico concentrato e la dimensione del concio chiave (sede delle deformazioni anelastiche) influenza sensibilmente la curva carico-abbassamento della trave. Poca sensibilità della risposta è stata ottenuta anche con la variazione di $\Delta\chi_k^{key}$.

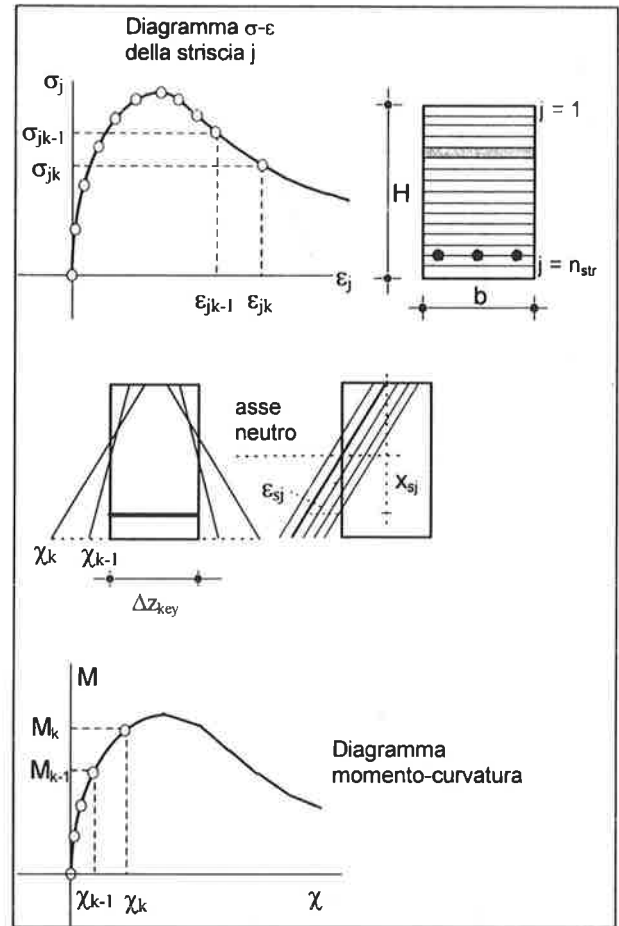


Fig. 8 Calcolo del momento flettente del concio chiave

3.2 Confronti con risultati sperimentali su malte cementizie fibrorinforzate

Tra le prove sperimentali descritte in letteratura per determinare il modulo di rottura e la duttilità di materiali fibrorinforzati si fa riferimento al lavoro di Brandt [11]; in esso sono descritte prove di flessione su quattro punti realizzate su provini in malta cementizia fibrorinforzata con fibre di carbonio. La composizione del materiale base per le cinque serie di provini (sei per ciascuna serie) era la seguente: cemento+fumo di silice:sabbia = 1:1.67 e sabbia:microaggregati=2:1. Le fibre di carbonio impiegate avevano lunghezza 3.0 mm e diametro 14.5 μm ; le cinque serie differivano per il crescente contenuto in fibre V_f (Tab. 1). I provini, di dimensioni 15x52x200 mm, furono provati a 56 giorni dalla preparazione (fig. 10).

Nel lavoro citato, delle sei prove per ogni tipo di impasto, era disponibile la curva carico-abbassamento per un solo provino; a questo si fa riferimento per il confronto. Nelle simulazioni le travette sono suddivise in 14 conci e in 30 strisce in altezza. Per ciascun

provino i parametri del modello costitutivo sono stati selezionati in modo da ottenere una buona approssimazione numerica delle curve sperimentali carico-abbassamento in mezzeria. In particolare la risposta numerica è influenzata dalla scelta dei valori che definiscono la curva del materiale in trazione. I parametri identificati, ed un confronto tra le curve tensione-deformazione in trazione, sono mostrati nella Tab. 2 e nella fig. 9.

La resistenza a trazione è compresa tra 3.36 e 5.71 N/mm²; i valori non sono correlabili al contenuto in fibre in quanto trattasi di un solo provino per ogni serie; inoltre la dimensione longitudinale delle fibre, relativamente piccola, è tale da non comportare sensibile variazione della resistenza di picco, che risente fortemente della eterogeneità delle matrici cementizie. Il contenuto in fibre, tuttavia, modifica le curve della fig. 9 in quanto con esso aumenta la deformazione ultima e complessivamente l'energia di frattura, correlata con l'area sottesa dalle curve stesse. Nella figura 11 si presenta il confronto tra le curve carico-abbassamento in mezzeria ottenute dalla procedura numerica ed i punti sperimentali (*), relativi a ciascuno dei cinque casi. Si ha una sostanziale coincidenza dei risultati sia nel campo elastico che dopo il picco, ed anche per scarichi parziali. Il modello rivela, per l'esempio considerato, una buona capacità di predizione del comportamento sperimentale fino a collasso in termini di carico massimo e di duttilità, quando si utilizzi un valore della resistenza a trazione σ_t prossimo al modulo di rottura sperimentale, valori medi del rapporto σ_b/σ_t pari a 0.5 ed un valore della deformazione ultima ε_{ut} funzione crescente del contenuto in fibre.

Tab. 1 Caratteristiche dei provini di malta di cemento

Tipo di materiale	nome	a/c	V _f (%)
malta senza fibre	PLC	0.40	-
malta con fibre	CF0.5	0.43	0.5
malta con fibre	CF1.0	0.43	1.0
malta con fibre	CF2.0	0.45	2.0
malta con fibre	CF3.5	0.60	3.5

Tab. 2 Valori dei moduli costitutivi identificati

	PLC	CF0.5	CF1.0	CF2.0	CF3.5
σ_c (N/mm ²)	20	20	20	20	20
σ_t (N/mm ²)	4.81	5.71	4.94	3.50	3.36
σ_b/σ_t	0.5	0.3	0.5	0.7	0.45
$\varepsilon_c \times 10^{-3}$	2.4	2.15	2.98	2.41	4.24
$\varepsilon_t \times 10^{-3}$	0.385	0.4	0.5	0.28	0.5
$\varepsilon_b \times 10^{-3}$	0.577	0.475	0.8	3.0	5.0
$\varepsilon_{ut} \times 10^{-3}$	0.77	2.0	2.0	8.0	10.0
E_c (N/mm ²)	12500	14285	9876	12500	6722

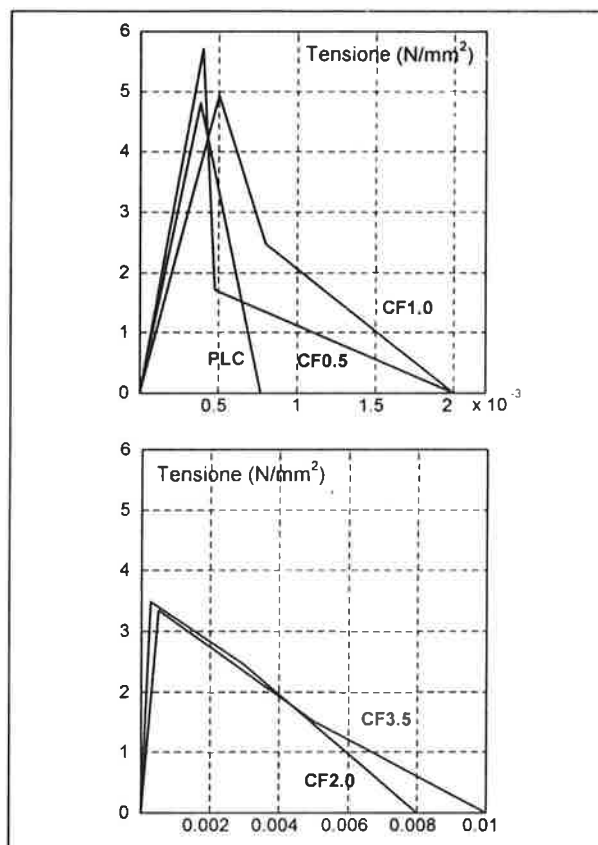


Fig. 9 Curve σ - ε in trazione identificate

3.3 Confronti con risultati sperimentali su travi inflesse di calcestruzzo armato fibrorinforzato

In [12] sono descritti i risultati di prove sperimentali su travi inflesse in c.a., costruite con calcestruzzo fibrorinforzato. Le prove, condotte in controllo di carico fino a collasso, erano relative a travi rettangolari appoggiate (sezione 130 x 203.2 mm, luce 2250 mm), armate con varie percentuali di armatura longitudinale e costruite con materiale fibrorinforzato, con diverso contenuto in fibre. Le fibre utilizzate (0.5 x 50 mm, resistenza di 1050 N/mm²) erano di acciaio di tipo corrugato. Tra le prove descritte in [12] sono state simulate quelle indicate con DR10, DR11 e DR12. Dette travi differivano per il materiale cementizio, non fibroso per la DR10 e con fibre per le altre due.

La Tab. 3 riassume, con i simboli già introdotti, i valori dei principali parametri costitutivi impiegati nelle simulazioni; i dati indicati con (*) sono quelli noti sperimentalmente per i materiali utilizzati (f_y ed s_h indicano la tensione di snervamento ed il rapporto di incrudimento dell'armatura). Per il comportamento del calcestruzzo fibroso in trazione, nella zona di rilascio delle tensioni, si è fatto riferimento al modello di Lim [13], assumendo una tensione ultima di aderenza tra fibre e calcestruzzo $\tau_u = 5$ N/mm².

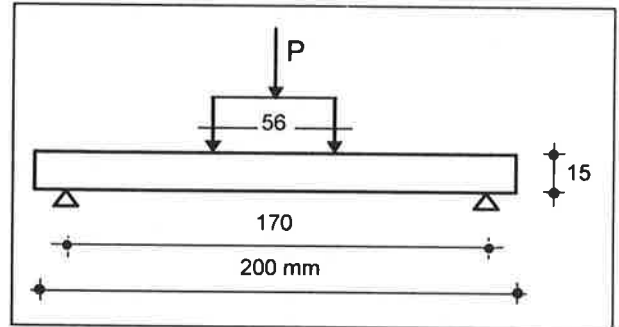
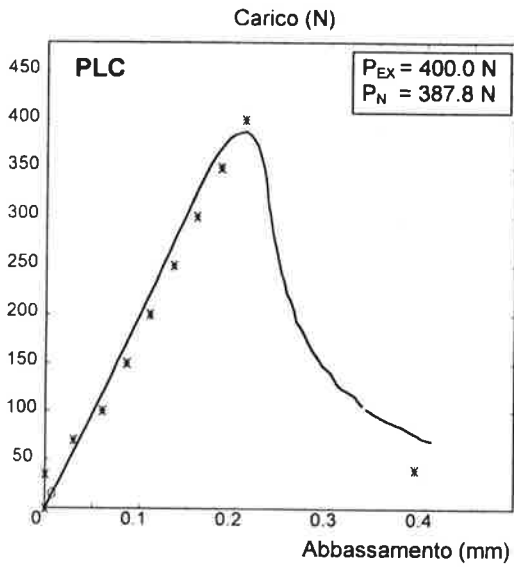
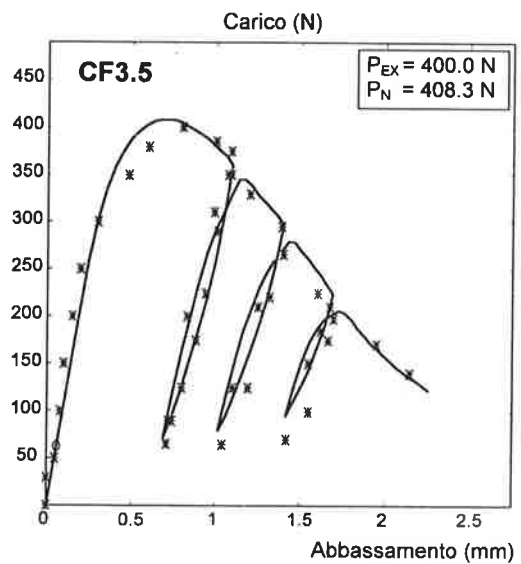
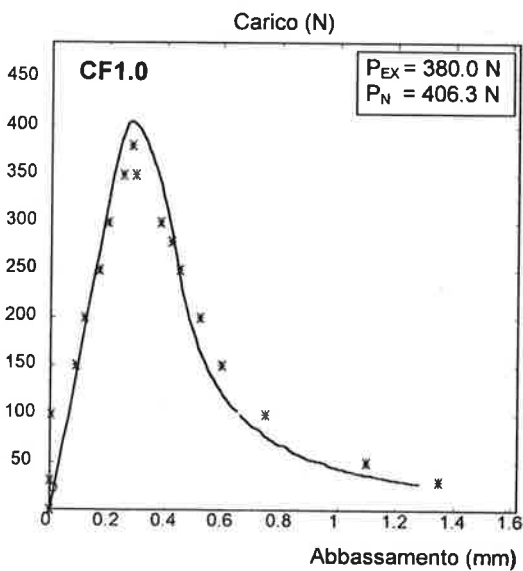
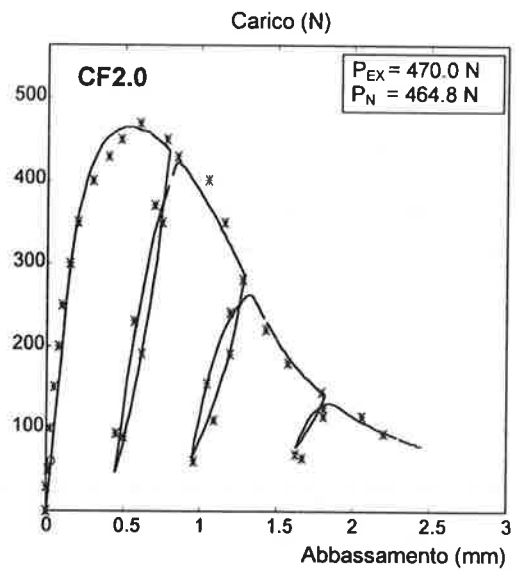
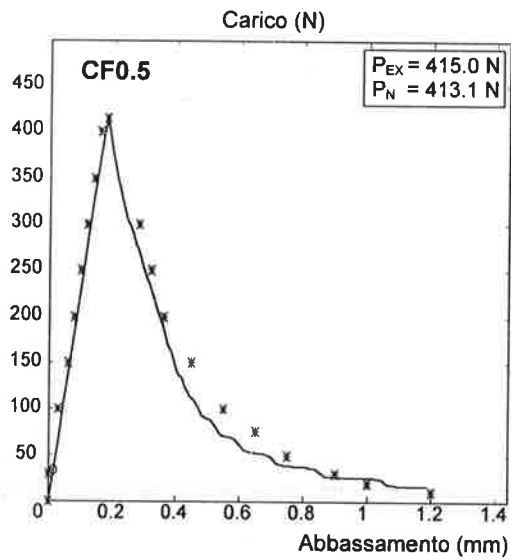


Fig. 10 Schema di carico delle prove di Brandt [11] su malte di cemento fibrorinforzate con fibre di carbonio

Fig. 11 Confronti tra le curve carico P-abbassamento in mezzeria della modellazione numerica (tratto continuo) e i punti sperimentali (*)



La resistenza a trazione di picco σ_t , è stata posta pari al modulo di rottura sperimentale del calcestruzzo.

Nelle simulazioni la trave è stata suddivisa in 36 conci longitudinali, risultando così una zona centrale per la formazione della cerniera plastica di 125 mm; la sezione trasversale è stata discretizzata in 25 strisce. Tra le numerose misure sperimentali di carico e di deformazione riportate in [12] il confronto è qui illustrato in termini di curve carico P-abbassamento in mezzera e carico P-deformazione massima di compressione nel calcestruzzo (figg. 12 e 13). La Tab. 4, inoltre, mostra i valori numerici del carico di prima fessurazione P_f , del carico allo snervamento dell'armatura tesa P_y e di quello corrispondente ad una deformazione di compressione nel calcestruzzo di 0.005, P_u .

I confronti mostrano una buona riproduzione del comportamento sperimentale. Sia nella fase elastica che in quelle dopo la prima fessurazione e dopo lo snervamento dell'armatura, i valori della rigidezza e del carico sono sovrastimati, pur rimanendo gli scarti entro limiti accettabili. Il risultato può dirsi soddisfacente (particolarmente per DR11 e DR12) considerando che la differenza tra le tre prove si limita soltanto al diverso contenuto in fibre del conglomerato cementizio. I risultati delle modellazioni indicano che un sostanziale miglioramento può ottenersi assumendo un legame per l'acciaio più aderente al comportamento tensione-deformazione sperimentale.

Tab. 3 Parametri utilizzati nelle simulazioni

	DR10	DR11	DR12
V_f (%)	0.00	0.5	1.0
σ_c (N/mm ²)*	30.69	32.77	33.20
σ_t (N/mm ²)*	3.48	4.72	6.30
σ_b/σ_t	0.5	0.214	0.322
$\epsilon_c \times 10^{-3}$	2.5	2.5	2.5
$\epsilon_{uc} \times 10^{-3}$	8.0	8.0	8.0
$\epsilon_t \times 10^{-3}$ *	0.124	0.166	0.211
$\epsilon_b \times 10^{-3}$	0.186	0.297	0.354
$\epsilon_{ut} \times 10^{-3}$	0.248	50.0	50.0
E_i (kN/mm ²)*	28.13	28.35	29.82
n	3.5	3.5	3.5
Arm. inf.	2 ϕ 12	2 ϕ 12	2 ϕ 12
Arm. sup.	2 ϕ 10	2 ϕ 10	2 ϕ 10
f_y (N/mm ²)*	460	460	460
s_h	0.03	0.03	0.03

Tab. 4 Carichi caratteristici ottenuti numericamente

	DR10	DR11	DR12
P_f (kN)	8.21	10.78	14.61
P_y (kN)	27.79	32.96	35.62
P_u (kN)	38.22	40.24	42.29

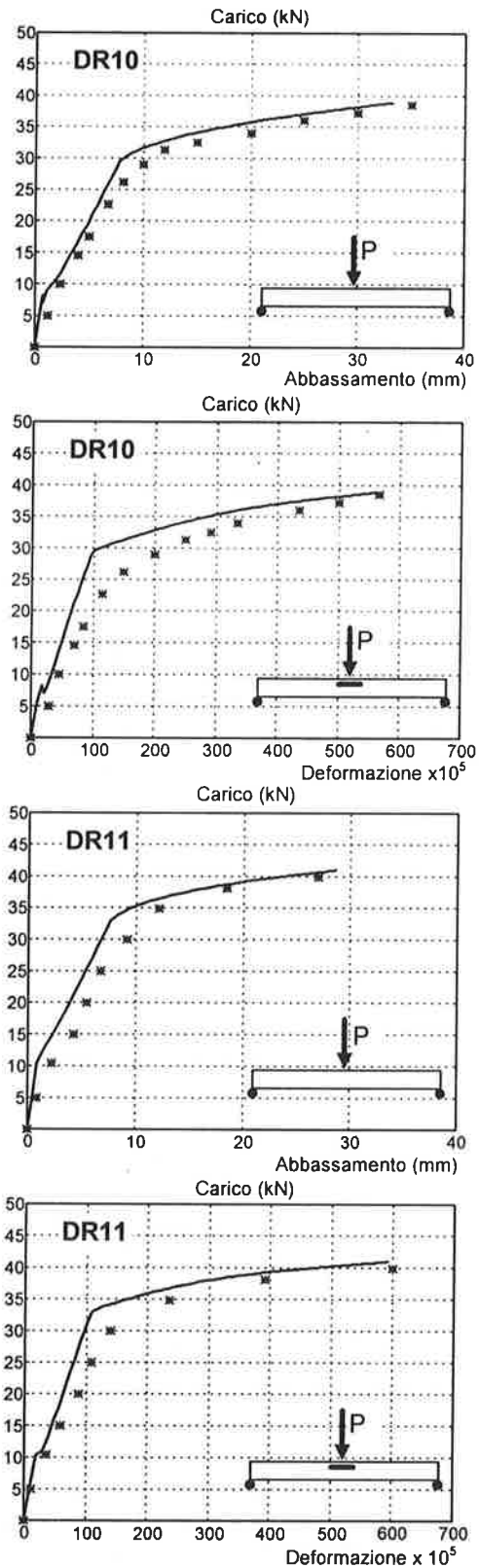


Fig. 12 Confronti delle curve carico P-abbassamento e carico P-deformazione per le travi DR10 e DR11; (*) punti sperimentali, (-) simulazione numerica

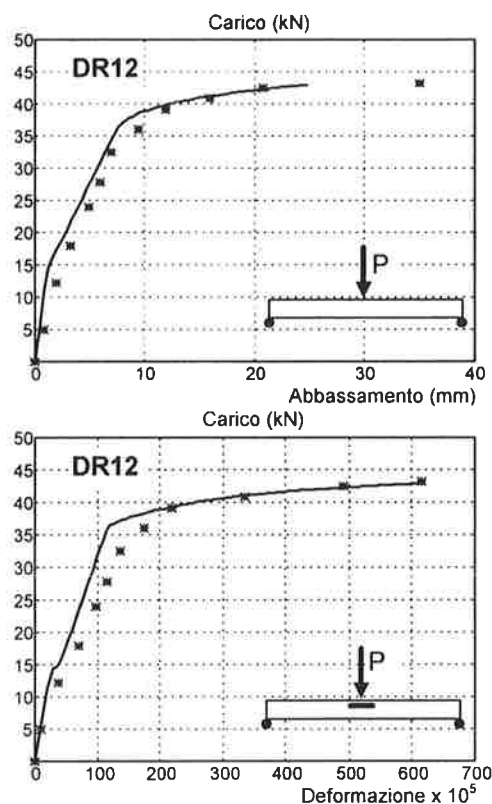


Fig. 13 Confronti delle curve carico P-abbassamento e carico P-deformazione per la trave DR12; (*) punti sperimentali, (-) simulazione numerica

4. CONCLUSIONI

La memoria ha illustrato un modello numerico per la riproduzione del comportamento sperimentale di travi inflesse in materiale HSFRC. Le analisi hanno evidenziato i seguenti aspetti.

Il modello è sensibile alla discretizzazione longitudinale della trave ed alla dimensione della zona sede di deformazioni anelastiche; minima influenza sui risultati hanno mostrato la divisione in strisce e la scelta dei parametri della procedura incrementale. Previa taratura dei parametri costitutivi, il modello riproduce bene le curve sperimentali fino a collasso di matrici cementizie rinforzate con fibre corte e di travi inflesse fibrorinforzate e armate.

Ulteriori sviluppi si rendono necessari per l'estensione della procedura al caso di trave iperstatica o per l'applicazione a casi strutturali più complessi. Per rendere il modello più versatile e accurato è opportuno inoltre prendere in esame anche legami costitutivi validi per materiali con contenuto in fibre maggiore di quello critico e la modellazione dello scorrimento tra le barre di acciaio ed il calcestruzzo.

Riferimenti bibliografici

- [1] L. Coppola, M. Collepari, R. Troli, 1995, "Materiali Cementizi Innovativi: dagli HPC verso gli RPC", *L'industria Italiana del Cemento*, N. 3, Marzo, pp.189-198.
- [2] A. M. Brandt, 1995, "Cement-based Composites: Materials, Mechanical Properties and Performance", *E & FN Spon/Chapman & Hall Publishers*, London, 454 pp.
- [3] S. P. Shah, S. H. Ahmad (Editors), 1994. "High Performance Concretes and Applications", *Edward Arnold Publisher*, London, 397 pp.
- [4] Committee 363, 1984, "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete", *ACI Journal*, Vol. 81, N. 4, July-August, pp. 364-411.
- [5] Committee 544, 1973, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", *ACI Journal*, Vol. 70, November, pp. 729-744.
- [6] H. W. Reinhardt, A. E. Naaman (Editors), 1992, Proc. of the Int. Workshop "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", Mainz, Germany, June 23-26, *E & FN Spon/Chapman & Hall Publishers*, 487 pp.
- [7] W. T. Tsai, 1988, "Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V.114, N. 9, September, pp. 2133-2136.
- [8] D. E. Otter, A. E. Naaman, 1989, "Model for Response of Concrete to Random Compressive Loads", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V.115, N. 11, November, pp. 2794-2809.
- [9] D.Z. Yankelevsky, H.W. Reinhardt, 1989, "Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V.115, N.1, January, pp. 166-182.
- [10] M. S. Moschini, 1996, "Calcestruzzo fibrorinforzato ad alta resistenza: prove sperimentali ed analisi numeriche", Tesi di Laurea, Dip.to di Ingegneria Civile, Università di Firenze, 249 pp.
- [11] A. M. Brandt, M. A. Glinicki, 1992, "Flexural behaviour of concrete elements reinforced with carbon fibres", in rif. [6], pp 288-299.
- [12] R. N. Swamy, Sa' ad A. Al-Ta' an, 1981, "Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete", *ACI Journal*, V. 78, September-October, pp. 395-405.
- [13] T. Y. Lim, P. Paramasivam, S. L. Lee, 1987, "Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete", *ACI Materials Journal*, V. 84, July-August, pp. 286-298.

SUL FENOMENO DELLA FATICA IN ELEMENTI INFLESSI DI CONGLOMERATO ARMATO PRECOMPRESSO

Giulio BALLIO ¹, Andrea CARPINTERI ², Ivo IORI ²

(1) Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Parma

SOMMARIO

E' noto come il danneggiamento causato dal fenomeno della fatica in materiali strutturali dipenda dall'ampiezza della oscillazione tensionale applicata, dal valore medio di tale oscillazione e dal numero totale di cicli di carico. Nell'ambito ingegneristico sempre più si avverte l'esigenza di approfondite analisi a fatica, specialmente per quelle strutture, come ad esempio i ponti, in cui il fenomeno può assumere notevole importanza. In questa ottica si è avviata una ricerca teorico-sperimentale su elementi inflessi in conglomerato armato normale e precompresso, mediante un approccio in grado di studiare il comportamento a fatica nell'ambito di una evoluzione a frattura del quadro fessurativo.

SUMMARY

As is well-known, fatigue damage in structural materials depends on the applied stress range, the mean stress and the total number of loading cycles. Extended analyses are more and more needed, especially for structures such as bridges where fatigue phenomena can be significant. In the present paper, a theoretical and experimental work has been carried out on ordinary or prestressed reinforced concrete beams under cyclic bending moment, by employing a fatigue fracture mechanics approach.

1. INTRODUZIONE

Intorno al 1850 A.Wöhler, ingegnere capo delle ferrovie bavaresi, riuscì a dare una chiara veste metodologica alle prime osservazioni ed intuizioni sul fenomeno della fatica, formulate da Rankine e Stephenson. Attraverso sistematici studi sperimentali su elementi metallici, Wöhler definì un ben preciso campo entro il quale il fenomeno della fatica doveva essere preso in considerazione e valutato opportunamente allo scopo di evitare improvvisi cedimenti strutturali.

Forse proprio a seguito di queste indagini, la fatica è risultata per lungo tempo - più di un secolo - un fenomeno indagato prevalentemente nel campo delle strutture metalliche [1]. Da poco tempo, tuttavia, anche per gli elementi in conglomerato armato, normale o precompresso, si è sentita l'esigenza di considerare il fenomeno della fatica, laddove i carichi variano nel tempo, come ad esempio nei ponti. In ragione di ciò, alcuni documenti normativi [2,3] forniscono oggi indicazioni per la messa in conto del fenomeno nella progettazione delle strutture in conglomerato armato, ma sembrano ancora necessari ulteriori approfondimenti di base.

Alle ricerche dei decenni scorsi relative al calcestruzzo, testimoniate anche dalla pubblicazione [4], è succeduta in epoca molto più recente una copiosa serie di studi teorici e sperimentali, tra i quali si possono ricordare, come esempio, i lavori [5,6,7]. A tutto questo fiorire di indagini può aver giovato, a partire dai primi anni sessanta, l'apparizione di approcci teorici che hanno affiancato le precedenti metodologie prevalentemente sperimentali.

Tali approcci teorici, osservando che la crisi per fatica è di fatto legata alla propagazione dei difetti presenti nell'elemento soggetto a carichi ciclici, hanno basato frequentemente l'analisi del problema su concetti propri della meccanica della frattura. Può ricordarsi, a titolo di esempio, la legge proposta da Paris ed Erdogan nel 1963 [8]: la velocità di propagazione di una fessura risulta funzione della variazione del fattore di intensità degli sforzi presente all'apice della fessura stessa, ed inoltre dipende da costanti empiriche del materiale.

Nelle più recenti ricerche relative agli elementi strutturali in conglomerato armato, il dialogo tra questi approcci teorici e le analisi sperimentali rappresenta un

solido asse d'indagine, necessario per cercar ragione dei numerosi casi in cui il fenomeno della fatica è parso come la principale causa di crisi strutturale [9,10].

Va poi osservato che per tali strutture lo studio del fenomeno in questione non può essere affrontato mediante un semplice adattamento delle più consolidate conclusioni a cui si è già pervenuti nel caso degli elementi metallici. Ad esempio si può ricordare che, a differenza di quanto avviene per l'acciaio, non è stato possibile dimostrare per il calcestruzzo armato l'esistenza di un asintoto orizzontale nel classico diagramma di Wöhler [11]. Come noto, l'esistenza di tale asintoto indica la possibilità di garantire alla struttura una vita a fatica illimitata per cicli di tensione di entità inferiore al valore individuato dall'asintoto.

Al di là dunque delle indicazioni fornite da alcune normative, il fenomeno della fatica per le strutture in conglomerato armato deve essere ulteriormente analizzato, operando per via sperimentale su opportuni prototipi e ricercando modelli teorici che possano giustificare la realtà fisica registrata. Nella presente nota, ad una indagine sperimentale su di un elemento inflesso in conglomerato armato precompresso, si è fatta seguire un'analisi teorica basata su precedenti studi [5,6], studi che simulano adeguatamente il comportamento a fatica della struttura esaminata.

2. ALCUNI APPROCCI DI TIPO GENERALE AL PROBLEMA

Come detto al paragrafo precedente, le prime ricerche sulla fatica furono condotte da Wöhler [12], il quale eseguì delle prove sperimentali su provini di acciaio sottoposti a carichi ciclici ad ampiezza costante $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (Fig.1). Egli diagrammò la vita a fatica N , cioè il numero di cicli per il quale il provino perveniva a rottura, in funzione della tensione ciclica massima σ_{\max} e del rapporto di fatica $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ (Fig.2).

Da questi diagrammi sperimentali (le cosiddette curve di Wöhler) si può osservare che, per un generico valore di R , la tensione di rottura diminuisce all'aumentare di N , ma tale tensione diventa approssimativamente costante (limite di fatica) per un numero di cicli superiore a circa 2×10^6 . Quindi, nel caso di carichi ciclici con tensione massima inferiore a questo asintoto orizzontale (Fig.2), l'elemento strutturale non raggiunge la crisi per fatica neppure dopo un numero molto grande di cicli.

Altri ricercatori proposero metodi differenti per rappresentare i risultati sperimentali relativi a carichi ciclici ad ampiezza costante, ma alle osservazioni di Wöhler non fu aggiunto nulla di concettuale. L'approccio sopra descritto è quello seguito dalle norme italiane per le strutture metalliche [13]. In tali norme le curve di Wöhler, rappresentate in scala bilogarithmica e considerando l'ampiezza $\Delta\sigma$ in ordinata, soddisfano l'e-

quazione

$$(\Delta\sigma)^\beta N = \text{costante} \quad (1)$$

in cui la pendenza β ha valore 3 e/o 5 a seconda del particolare elemento strutturale preso in esame.

La rottura per fatica spesso avviene per la propagazione di una o più fessure presenti nella struttura e quindi, per modellare il fenomeno, è anche risultato naturale proporre leggi che utilizzano i parametri della Meccanica della Frattura [1], la prima delle quali è quella di Paris ed Erdogan [8]:

$$da / dN = A (\Delta K)^m \quad (2)$$

in cui il parametro a rappresenta la profondità di una fessura passante, presente nella struttura in esame, N è il numero di cicli a cui è sottoposta la struttura e da/dN è la velocità di propagazione della fessura. La grandezza ΔK indica la variazione dello stress-intensity factor, ed è pari a $Y \Delta\sigma (\pi a)^{1/2}$, essendo Y un fattore correttivo dipendente dalle geometrie della fessura e della struttura; A ed m , infine, sono costanti empiriche del materiale. Questa legge rappresenta una linea retta di pendenza m in un diagramma bilogarithmico "da / dN in funzione di ΔK ", mentre in realtà la curva sperimentale è sigmoidale (Fig.3), cioè presenta due asintoti verticali che corrispondono rispettivamente alla soglia inferiore, sotto la quale non si manifesta la propagazione stabile della fessura, e alla soglia superiore, in corrispondenza della quale la propagazione diventa instabile poichè viene raggiunto il valore di tenacità a frattura K_C del materiale. Inoltre, l'Eq.2 non considera l'influenza del rapporto di fatica R sul fenomeno in esame. Nonostante ciò, la legge di Paris ed Erdogan è un utile strumento per studiare il comportamento a fatica delle strutture. Tuttavia, come detto, si avverte la necessità di ulteriori studi, soprattutto per cogliere le specifiche peculiarità di materiali e tipologie strutturali (come, ad esempio, gli impalcati da ponte in c.a.p.), che oggi sempre più frequentemente caratterizzano la prassi progettuale corrente.

3. UN APPROCCIO PER ELEMENTI INFLESSI IN CONGLOMERATO ARMATO

Nell'ambito delle strutture in conglomerato armato soggette a carichi ciclici è stato proposto un modello [5,6] che permette di studiare il comportamento di componenti monodimensionali inflessi. Nel seguito vengono richiamati gli elementi essenziali del modello, sottolineandone alcuni nuovi sviluppi.

3.1 Carichi monotoni

Supponiamo che l'elemento in esame sia sottoposto ad un momento flettente monotono. Una sezione tra-

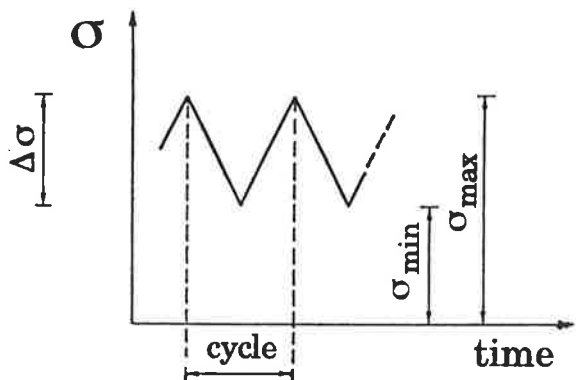


Fig. 1 Sollecitazione ciclica ad ampiezza $\Delta\sigma$ costante.

Fig. 2 Curve di Wöhler.

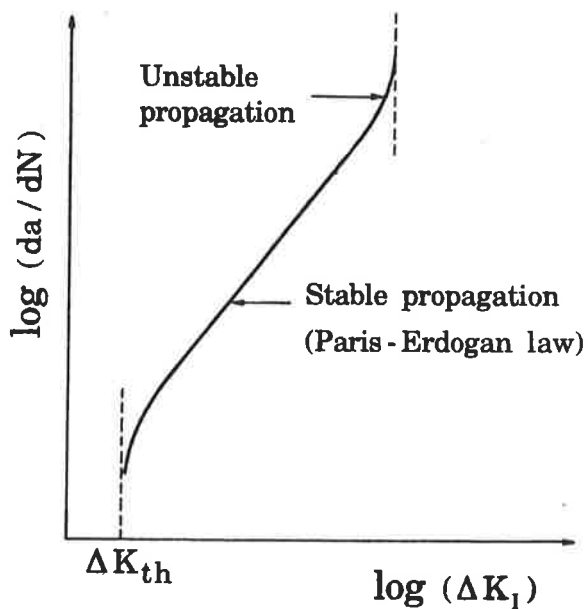
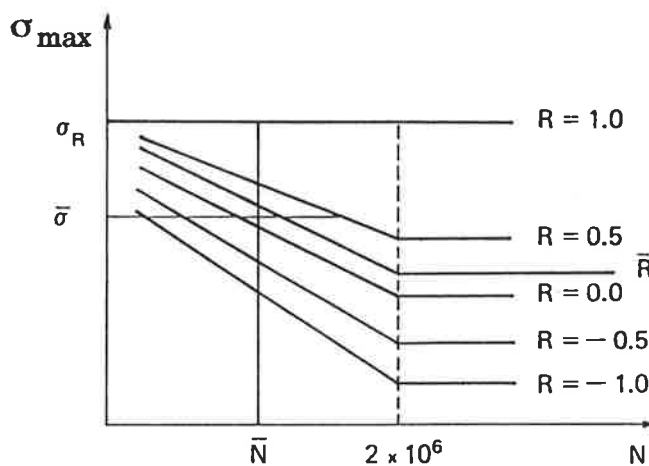


Fig. 3 Diagramma sigmoidale: velocità di propagazione della fessura in funzione della variazione dello stress-intensity factor.

sversale fessurata di tale componente (Fig.4) può essere simulata mediante una cerniera elastica di cedevolezza nota, funzione delle caratteristiche meccaniche della struttura e di quelle geometriche della fessura in esame. Tramite una semplice equazione di congruenza è possibile determinare la relazione tra il momento flettente M applicato e la forza F che nasce nell' armatura metallica [5]:

$$M = F b \left[\frac{1}{2} - \frac{h}{b} + r(\xi) \right], \quad (3)$$

in cui b è l'altezza della sezione ed h il copriferro (Fig.4); $r(\xi)$ è invece una funzione di $\xi = a/b$, ovvero della profondità relativa della fessura.

Lo snervamento dell'acciaio dell' armatura si avrà in corrispondenza del momento flettente M_P , ottenibile dall' Eq. 3 sostituendo al generico F il valore $F_P = f_y A_s$ di plasticizzazione dell' armatura longitudinale, essendo f_y la tensione di snervamento dell'acciaio e A_s l'area dell' armatura presente nella sezione trasversale della trave. Qualora l'elemento sia in conglomerato armato precompresso, invece, si dovrà sostituire ad F il valore $(F_P + F_{pr})$, in cui $F_{pr} = \sigma_{s,pr} A_s$ rappresenta la forza di precompressione, essendo $\sigma_{s,pr}$ la tensione di precompressione in gioco.

Un'altra possibile crisi è quella per sfilamento delle barre di armatura longitudinale (pull-out), che può avvenire allora in corrispondenza del momento flettente M_{PO} , ottenibile dall' Eq.3 sostituendo al generico F il valore F_{PO} di pull-out, oppure il valore $(F_{PO} + F_{pr})$ nel caso di elemento precompresso. In prima approssimazione, la forza di sfilamento può essere assunta pari a $F_{PO} = (\tau_f \pi \Phi 5\Phi) n$, essendo n il numero di barre di acciaio, $\pi \Phi$ il perimetro di una singola barra e 5Φ il tratto di armatura su cui agisce la cosiddetta tensione τ_f di frizione [2,14]. Questa espressione di F_{PO} è facilmente ricavabile mediante l'equilibrio a traslazione nella direzione dell'armatura longitudinale, tenendo conto che la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo si riduce alla sola τ_f già dopo pochi cicli di carico [14].

Un ulteriore meccanismo di collasso strutturale, simulabile tramite il modello proposto, è quello per frattura del calcestruzzo, qualora una fessura presente nell'elemento si propaghi in maniera instabile o istantanea. In questo caso il momento flettente M_F di frattura si ottiene uguagliando l'espressione dello stress-intensity factor, per la sezione fessurata in esame, al valore della tenacità a frattura K_{IC} del calcestruzzo [6]:

$$M_F = \frac{K_{IC} b^{3/2} t}{Y_M(\xi)} + F b \left[\frac{1}{2} - \frac{h}{b} + \frac{Y_F(\xi)}{Y_M(\xi)} \right] \quad (4)$$

in cui t è la larghezza della sezione trasversale, mentre $Y_F(\xi)$ e $Y_M(\xi)$ sono funzioni della profondità relativa ξ della fessura. Ad F deve essere ancora sostituito F_P nel caso di snervamento delle barre (plasticizzazione) o F_{PO} nel caso di sfilamento (pull-out), e tali valori devono essere incrementati di F_{pr} qualora sia presente una precompressione nell' elemento.

3.2 Carichi ciclici

Per ora supponiamo che la fessura non si propaghi. Poniamo $F_{P,PO} = \min(F_P; F_{PO})$ oppure, nel caso di precompressione, $F_{P,PO} = \min(F_P + F_{pr}; F_{PO} + F_{pr})$. Se in corrispondenza del valore massimo M di un momento flettente ciclico (punto A in Fig.5), applicato alla sezione trasversale in esame, si registra nell'armatura una forza maggiore o uguale rispetto a $F_{P,PO}$, allo scarico (punto B) si può constatare la presenza di una rotazione residua della sezione dovuta allo snervamento (se $F_P < F_{PO}$) o allo sfilamento (se $F_{PO} < F_P$) delle barre di armatura. Quindi il calcestruzzo, che a seguito dello scarico tende a tornare nella sua posizione iniziale, nel modello proposto è pensato in grado di comprimere l' acciaio con una forza incognita F (schema (B) in Fig.5).

Mediante una semplice equazione di congruenza si ottiene la relazione tra il valore massimo M del carico ciclico applicato e la suddetta forza F di compressione dell'armatura [6]:

$$\frac{F}{F_{P,PO}} = \frac{M}{M_{P,PO}} - 1, \quad (5)$$

essendo $M_{P,PO} = \min(M_P, M_{PO})$, in cui M_P e M_{PO} possono essere ricavati secondo quanto visto al paragrafo precedente. Da quest'ultima equazione è possibile calcolare il momento flettente M_{SD} di shake-down, cioè il valore massimo del carico ciclico per il quale la forza F di compressione è pari a $F_{P,PO}$:

$$M_{SD} = 2 M_{P,PO} \quad (6)$$

In conclusione, il diagramma "momento flettente - rotazione" (Fig.6) presenterà un comportamento rigido-elastico per $0 \leq M < M_{P,PO}$, uno shake-down elastico per $M_{P,PO} \leq M < M_{SD}$ ed uno shake-down plastico con dissipazione di energia per $M_{SD} \leq M < M_F$.

Se la fessura si propaga in modo stabile [6], la pendenza del ramo incrudente nel diagramma in Fig.6 diminuisce, mentre il valore di $M_{P,PO}$ cresce in maniera molto limitata. Risulta utile adimensionare tutti i momenti flettenti in esame, dividendoli per $K_{IC} b^{3/2} t$. In particolare, le espressioni adimensionali

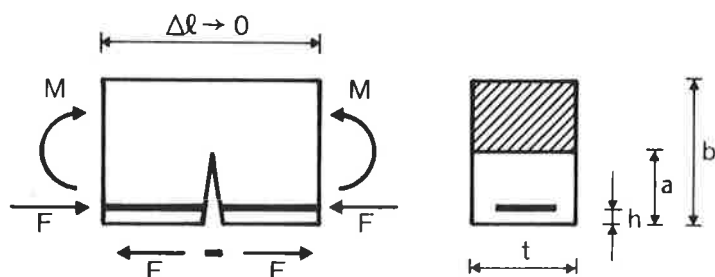


Fig. 4 Sezione trasversale fessurata di un elemento inflesso in conglomerato armato.

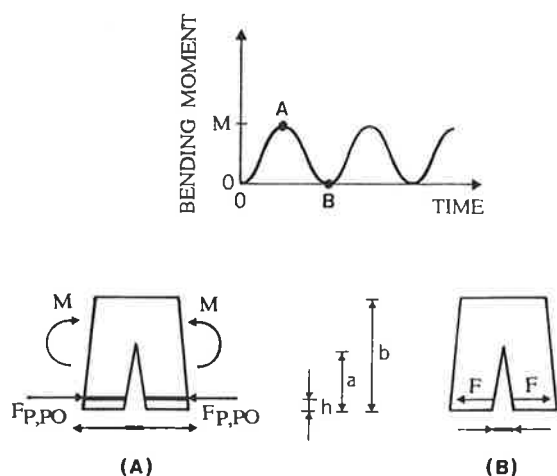


Fig. 5 Sezione trasversale fessurata di un elemento in conglomerato armato sottoposto a momento flettente ciclico.

del momento di frattura (\tilde{M}_F) e del momento di shakedown (\tilde{M}_{SD}) in funzione della profondità relativa ξ della fessura rappresentano due curve che si intersecano in un punto "critico", di coordinate $(\xi_{CR}, \tilde{M}_{CR})$ (Fig. 7 e 8). Se il valore massimale adimensionale \tilde{M} del carico ciclico applicato è maggiore o uguale a \tilde{M}_{CR} (Fig. 7), la fessura si propaga dalla profondità iniziale ξ_I a quella finale ξ_F , in corrispondenza della quale avviene la frattura instabile, e per ogni ciclo di carico si ha dissipazione di energia. Viceversa, se $\tilde{M} < \tilde{M}_{CR}$ (Fig. 8) il fenomeno è dissipativo da ξ_I a ξ_{SD} , mentre i cicli di isteresi diventano segmenti (cioè l'energia dissipata è nulla) quando la fessura si propaga da ξ_{SD} a ξ_F . Tuttavia non va dimenticato il fenomeno di fatica "classica" che potrebbe comunque instaurarsi nell'armatura anche nel caso di $\tilde{M} < \tilde{M}_{CR}$.

4. ESAME DI ALCUNE RISULTANZE SPERIMENTALI

Presso il Laboratorio Prove e Materiali del Diparti-

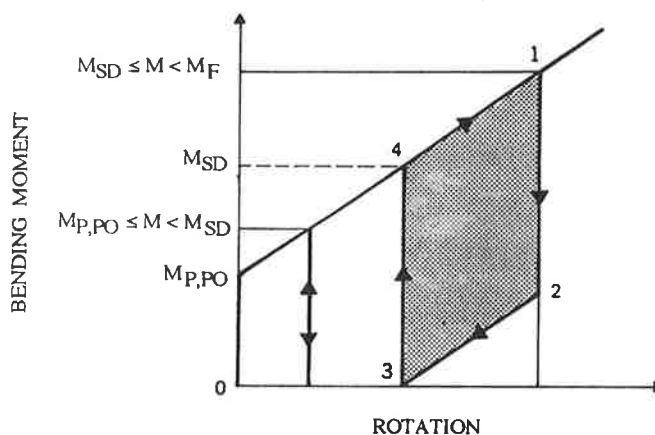


Fig. 6 Diagramma "momento flettente - rotazione" per una sezione trasversale fessurata di un elemento in conglomerato armato sottoposto a momento flettente ciclico.

mento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano è in corso una campagna sperimentale per studiare il comportamento a fatica di elementi inflessi in conglomerato armato e precompresso. I prototipi, di produzione industriale, presentano una luce di 600 cm e possiedono caratteristiche meccanico-geometriche usuali per la corrente prassi progettuale. In particolare, due elementi sono stati realizzati in conglomerato armato con armatura ordinaria, allo scopo di valutare il ruolo della fatica in strutture di frequenti uso e progettazione (come ad esempio le predalles disposte a completamento dell'orditura primaria delle travate da ponte). Altri due elementi sono invece stati realizzati in conglomerato armato precompresso, per un confronto con i precedenti e per individuare eventuali parametri significativi legati agli effetti della precompressione. In questa sede si discutono le prime risultanze relative ad un elemento in conglomerato precompresso.

Tale elemento, avente sezione e schema statico di prova illustrati in Fig. 9, presenta sette travetti affiancati (in conglomerato armato precompresso con treccie pretese) a costituire, con un getto integrativo, un solettone avente altezza di 30 cm. Il carico, applicato attraverso un martinetto con pulsatore idraulico a 2 Hz, simula nel

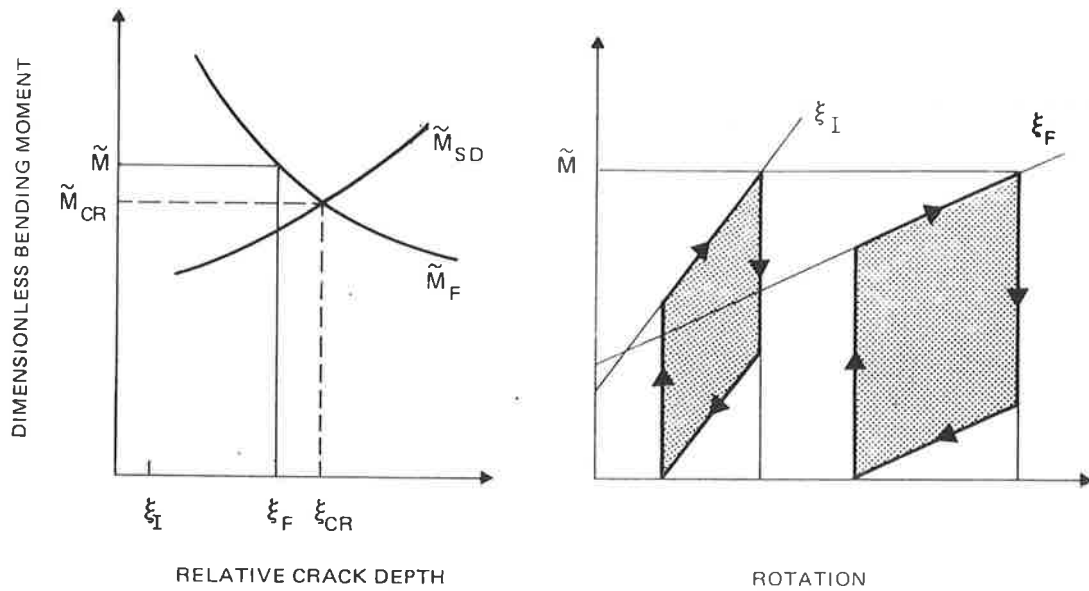


Fig. 7 Caso in cui $\tilde{M} \geq \tilde{M}_{CR}$: dissipazione di energia dalla profondità iniziale ξ_I a quella finale ξ_F [6].

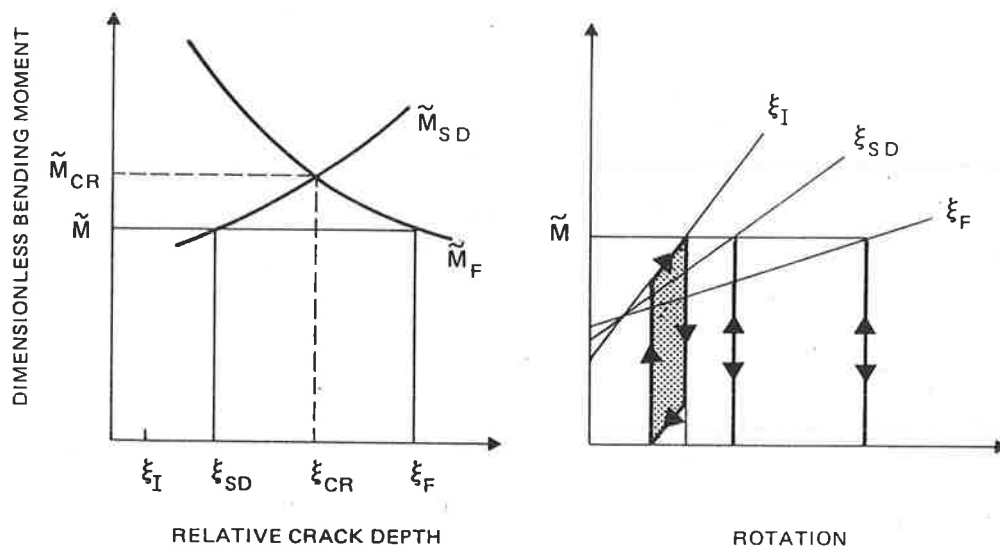


Fig. 8 Caso in cui $\tilde{M} < \tilde{M}_{CR}$: dissipazione di energia dalla profondità iniziale ξ_I a quella ξ_{SD} [6].

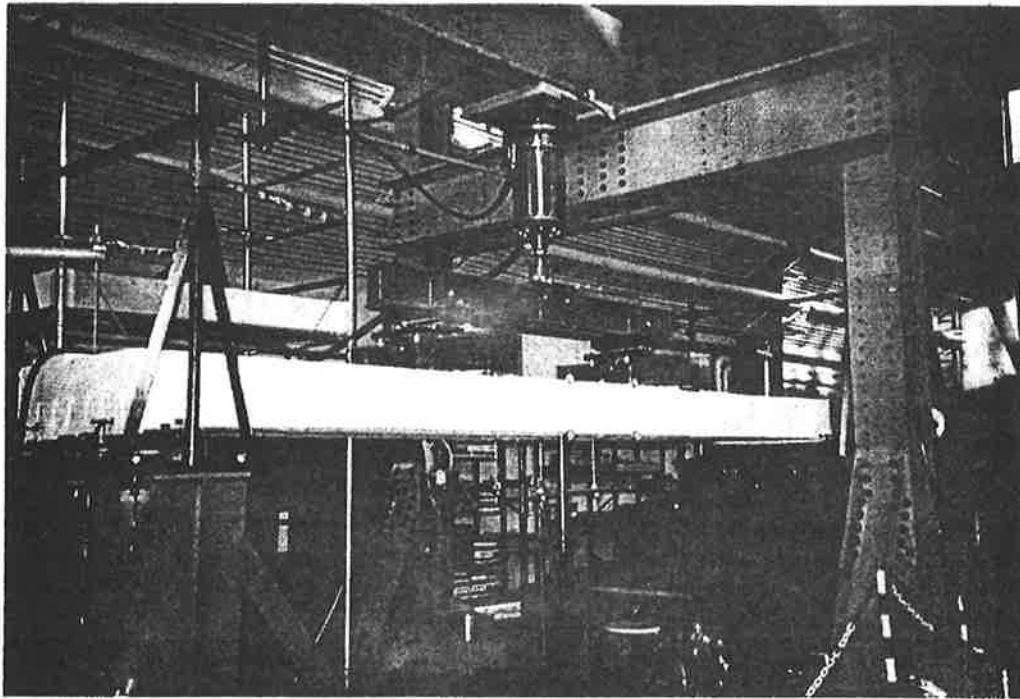
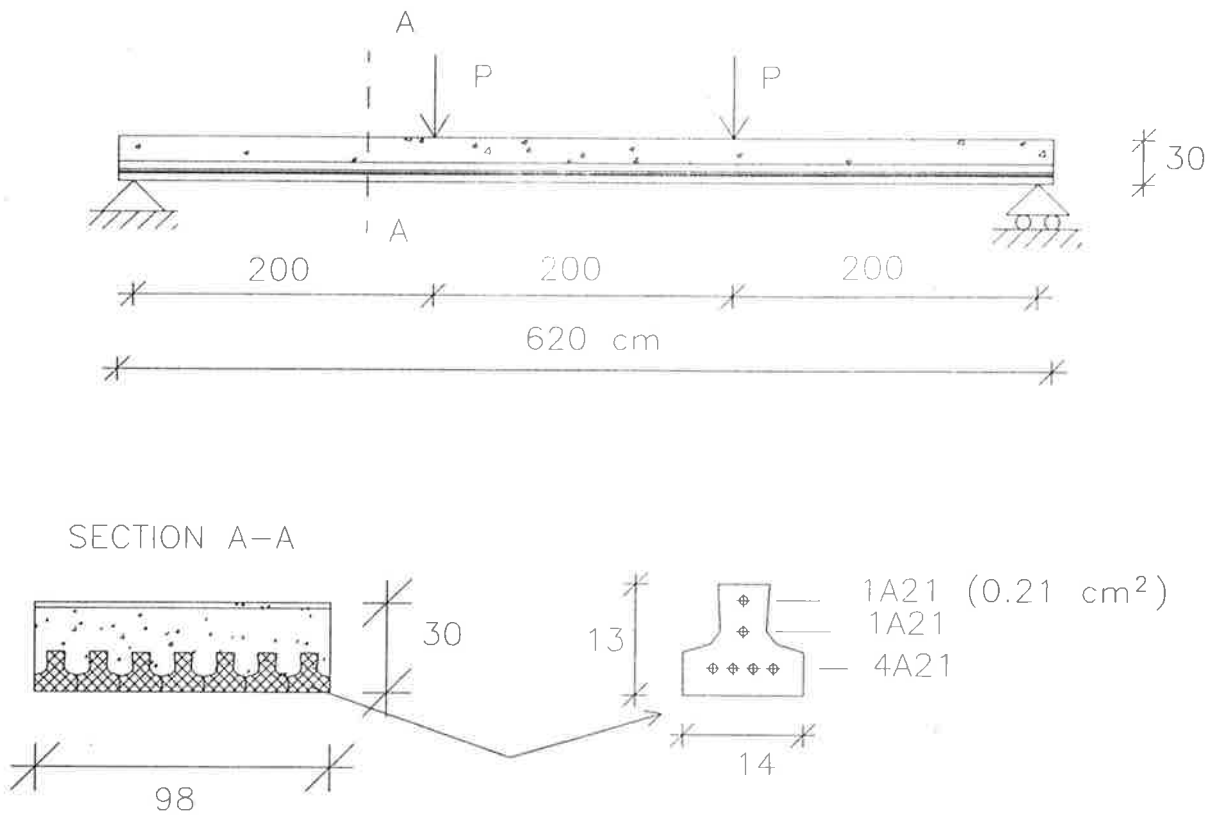


Fig. 9 Schema statico e apparecchiatura di prova.

suo valore minimo la presenza delle abituali finiture permanenti, e nel suo valore massimo il possibile utilizzo d'esercizio. La strumentazione utilizzata (Fig. 10) prevede una serie di flessimetri per la valutazione della freccia ed una serie di basi estensimetriche di tipo Whittemore (aventi lunghezza di 20 cm) per la determinazione della curvatura.

Come detto in precedenza, parametro essenziale del problema risulta il valore del momento critico \tilde{M}_{CR} , valore che viene calcolato come ordinata del punto di intersezione delle due curve in Figg.7 e 8. Per il caso in esame, dopo aver espresso le funzioni :

$$r(\xi) = \frac{\int_0^{\xi} Y_F(\xi) Y_M(\xi) d\xi}{\int_0^{\xi} Y_M^2(\xi) d\xi}, \quad (7)$$

$$Y_F(\xi) = 1.99\xi^{1/2} - 0.41\xi^{3/2} + 18.70\xi^{5/2} - 38.48\xi^{7/2} + 53.85\xi^{9/2}, \quad (8)$$

$$Y_M(\xi) = 6(1.99\xi^{1/2} - 2.47\xi^{3/2} + 12.97\xi^{5/2} - 23.17\xi^{7/2} + 24.80\xi^{9/2}), \quad (9)$$

con $\xi < 0.6$ [5,6], e dopo aver posto :

$$\begin{aligned} F_{P,PO} &= F_{PO} + F_{pr} = (\tau_f \pi \Phi^2 S) n + \sigma_{s,pr} A_s = \\ &= \tau_f 20 (n \pi \Phi^2 / 4) + \sigma_{s,pr} A_s = \tau_f 20 A_s + \sigma_{s,pr} A_s = \\ &= 1.705 \times 20 \times 882 + 1080 \times 882 = \\ &= 30.076 \times 10^3 + 952.560 \times 10^3 = 982.636 \times 10^3 \text{ N}, \end{aligned}$$

si ottengono le due curve \tilde{M}_{SD} e \tilde{M}_F riportate in Fig.11. Il valore di \tilde{M}_{CR} risulta allora circa pari a 305.7 kNm, ovvero addirittura superiore a 278 kNm, momento ultimo di rottura della sezione calcolato secondo le usuali modalità (con $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$). Quindi il ruolo giocato dalla precompressione (ritenuta agente, per semplicità, sull'intera sezione) risulta sostanziale, al punto da prevedersi possibile solo uno shake-down di tipo elastico, senza significative dissipazioni isteretiche nell'acciaio, come ben evidenziato dalla Fig.12.

In Fig.13(a) è stata diagrammata la freccia v_M in mezzzeria; la freccia teorica (in linea tratteggiata) è stata calcolata assumendo per il modulo elastico E_C del conglomerato un valore pari a 30 kN/mm^2 . Si osserva che le due curve si allontanano notevolmente all'aumentare del numero di cicli, e ciò può essere spiegato chiamando in causa il danneggiamento per fatica del conglomerato, poichè l'armatura, come detto,

non gioca un ruolo dissipativo. Infatti il modulo elastico E_C diminuisce con il progredire dei cicli di carico [15] e, tenendo conto di ciò nella determinazione della freccia teorica (Fig.13(b)), si nota un buon accordo tra i risultati teorici e quelli sperimentali.

In conclusione, quindi, emerge l'importanza della precompressione nel caso di carichi ciclici. Con riferimento al caso esaminato, la precompressione eleva in maniera significativa la soglia di dissipazione legata ai fenomeni isteretici dell'acciaio, facendo sì che il conglomerato compresso presenti invece un danneggiamento dovuto al degrado del suo modulo elastico. Tale danneggiamento è concorde con quanto determinato da altri autori [15] mediante prove sperimentali a fatica su piccoli campioni cilindrici.

BIBLIOGRAFIA

- [1] An. CARPINTERI (Editor) - 1994, "Handbook of Fatigue Crack Propagation in Metallic Structures", Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, The Netherlands.
- [2] C.E.B. - 1993, "CEB-FIP Model Code 1990". Bulletin d'Information n.213-214, CEB-FIP, Thomas Telford, London, pp.437.
- [3] EC2 : Eurocode No.2 - 1992, "Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Building", Eurocode Editorial Group.
- [4] S.P. SHAH (Editor) - 1982, Proc. Symp. Fatigue of Concrete Struct., Publ.SP-75, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- [5] Al. CARPINTERI, An. CARPINTERI - 1984, "Hysteretic Behavior of R.C. Beams", J. Structural Engineering, Vol.110, N.9, pp. 2073-2084.
- [6] An. CARPINTERI - 1992, "Reinforced Concrete Beam Behavior under Cyclic Loadings", Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete (Ed.Al.Carpinteri), Elsevier Science Publishers, U.K.
- [7] J.F. MULLER, P.F. DUX - 1994, "Fatigue of Prestressed Concrete Beams with Inclined Strands", J. Structural Engineering, Vol.120, N.4.
- [8] P.C. PARIS, F. ERDOGAN - 1963, "A critical analysis of crack propagation laws", J. Basic Engineering, Vol. 85D.
- [9] C.E.B. - 1988, "Fatigue of Concrete Structures - State of the Art Report", Bulletin d'Information n.188.
- [10] C.E.B. - 1996, "RC Elements under Cyclic Loading - State of the Art Report", Bulletin d'Information n.230.
- [11] E.F. RADOGNA - 1996, "Tecnica delle Costruzioni (Costruzioni composte "acciaio-calcestruzzo" - cemento armato - cemento armato precompresso)", Masson editoriale ESA.
- [12] A. WOEHLER - 1871, "Tests to determine the forces acting on railway carriage axles and the

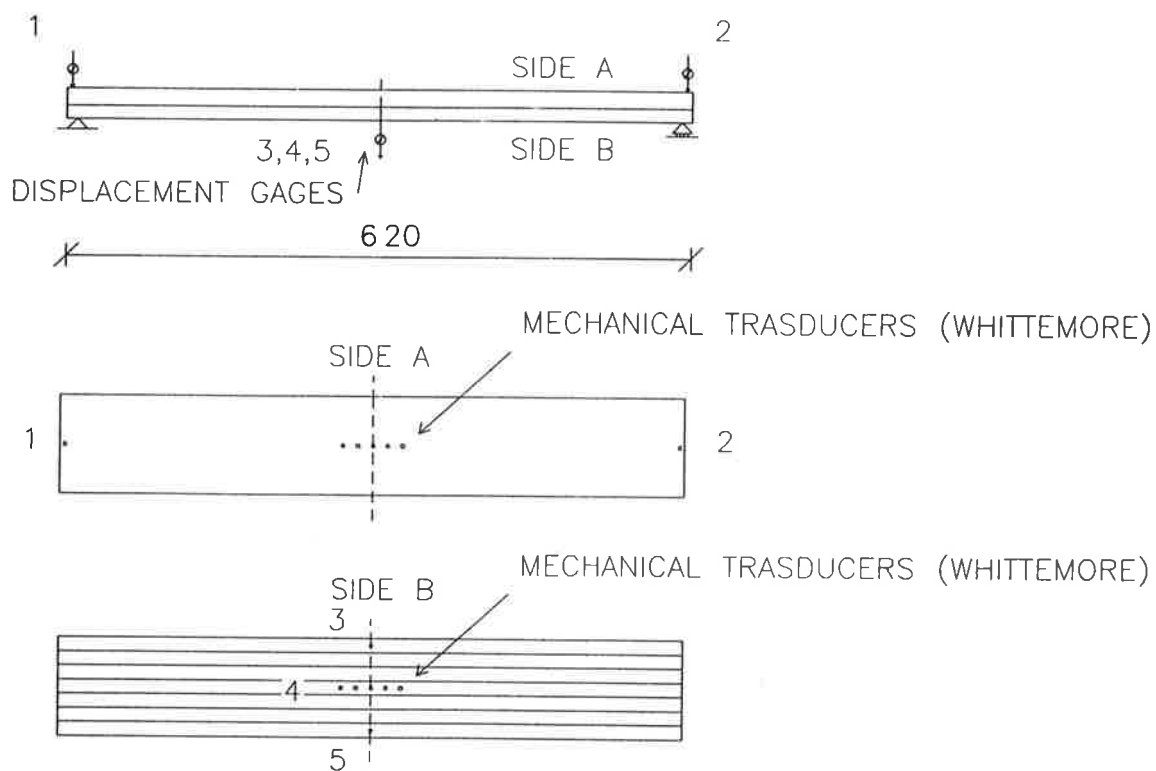


Fig. 10 Strumentazione utilizzata per la valutazione della freccia e della curvatura.

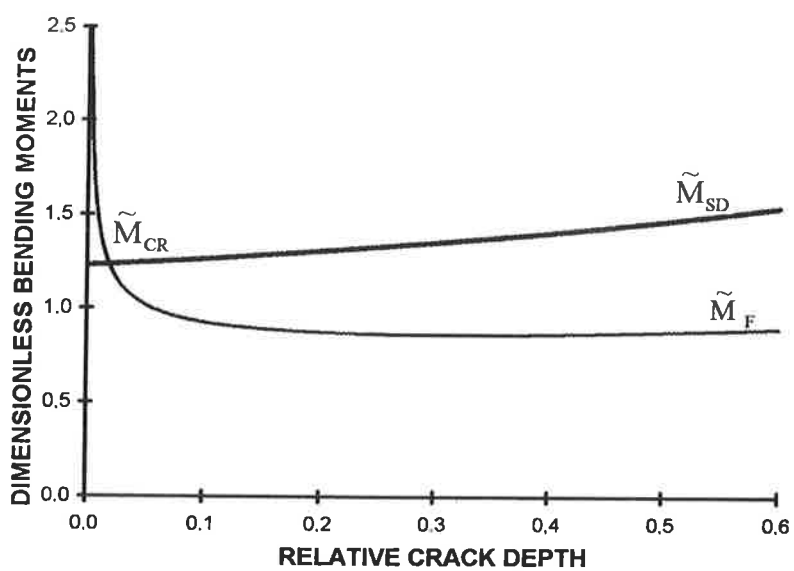


Fig. 11 Valutazione del momento flettente \tilde{M}_{CR} per l'elemento inflesso sottoposto a prove di fatica in laboratorio.

capacity of resistance of the axles", Engineering, Vol.11, 199.

- [13] CNR-UNI 10011/85, "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- [14] R. ELIGEHAUSEN, G.L. BALAZS - 1991, "Bond between concrete and steel", Workshop devoted to

"Steel-Concrete Interaction and Related Structural Effects", Dept. Struct. Engng, Milano.

- [15] R. CALZONA, E. DOLARA (Coord.) - 1996, "Fatica e decadimento dei materiali e delle strutture sottoposte ad azioni cicliche", Università degli Studi "La Sapienza", Roma.

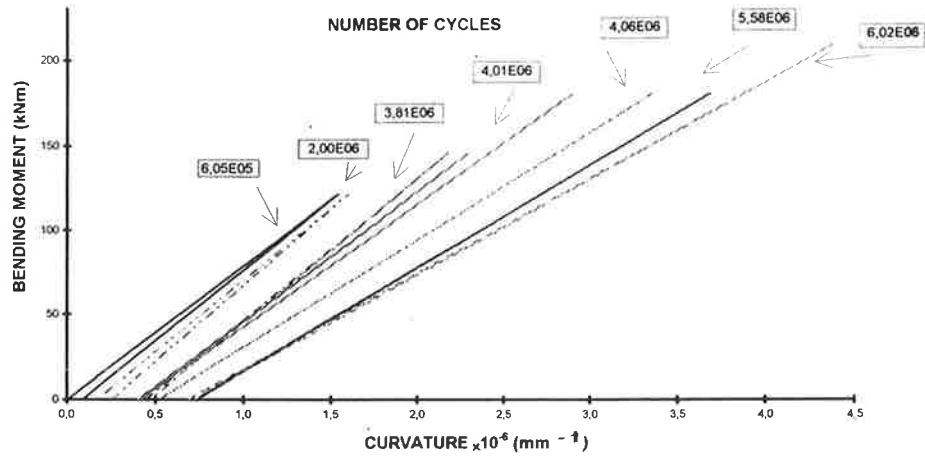


Fig. 12 Diagramma "momento flettente - curvatura" per diversi valori del numero di cicli di carico.

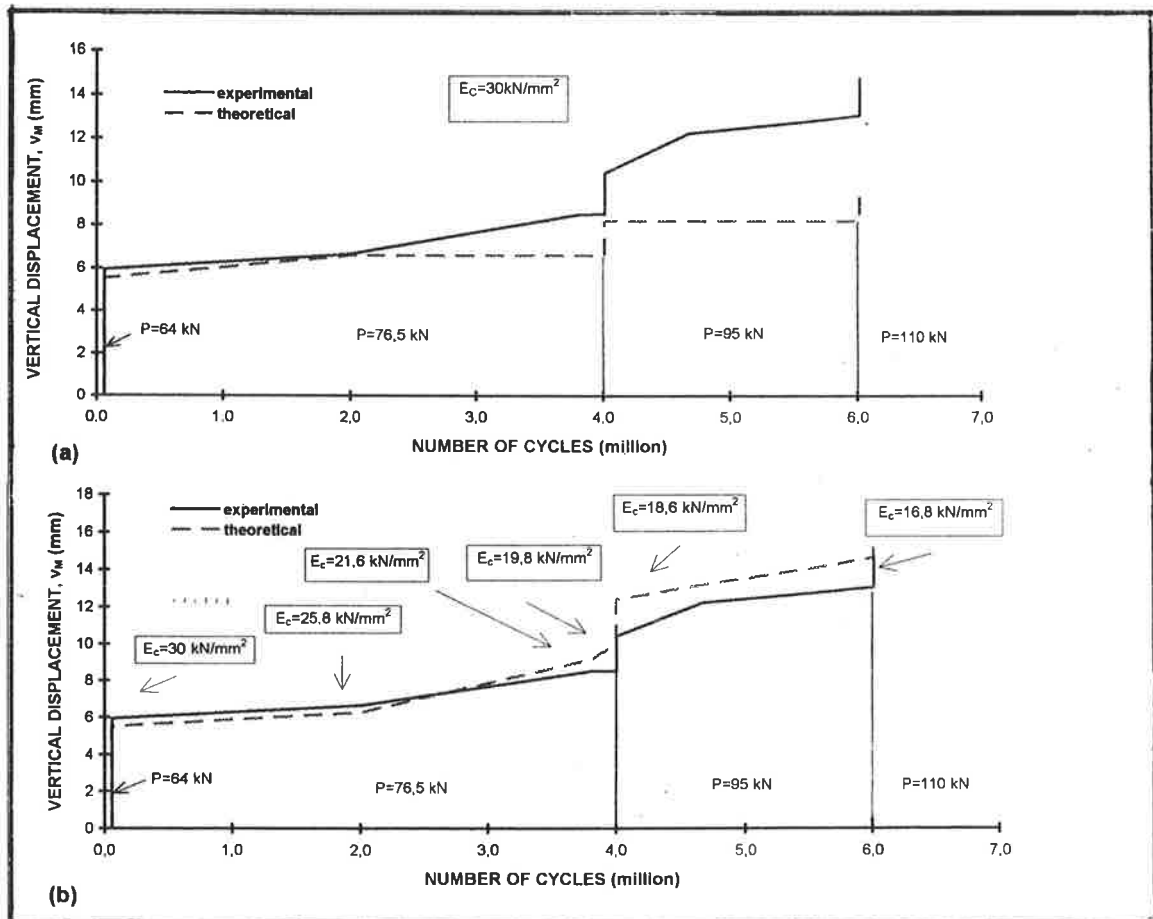


Fig. 13 Freccia v_M in mezzeria : (a) $E_C = \text{costante}$; (b) E_C degradato.

RISPOSTA DINAMICA E DANNEGGIAMENTO DI PIASTRE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO ESPOSTE AD AZIONI D'URTO

Enzo CARTAPATI

Ricercatore confermato

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

Annibale Luigi MATERAZZI

Associato di Progetto di Strutture

Istituto di Energetica della Facoltà di Ingegneria. Università di Perugia.

Emanuele Filiberto RADOGNA

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni

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

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di una ricerca sperimentale sul comportamento all'urto di piastre di conglomerato cementizio rinforzato con fibre di poliacrilonitrile. Le azioni impulsive vengono conferite mediante un pendolo balistico. La risposta delle piastre viene rilevata mediante una schiera di accelerometri ed il danneggiamento del conglomerato viene correlato con la variazione dei parametri modali identificati mediante prove microsismiche. Viene confermato l'effetto favorevole dell'aggiunta delle fibre già riscontrato in prove precedenti condotte con tecniche sperimentali meno perfezionate.

SUMMARY

The results of a experimental research on impact behaviour of polyacrylonitrile fiber reinforced concrete plates. Impact actions are generated by means of a ballistic pendulum. The plate response is monitored using an array of accelerometers and concrete damage is correlated with the modification of modal parameteres identified with microseismic techniques. The favourable effect due to the addition of fibers, already noted in previous research carried out using simplified testing methods is confirmed.

1. PREMESSE E SCOPI

La aggiunta di fibre metalliche o non metalliche alla matrice cementizia di un calcestruzzo ne modifica, in maniera selettiva, alcune caratteristiche. Precisamente la aggiunta di fibre di acciaio ha come conseguenza [1]: a) un aumento di duttilità; b) un aumento della resistenza all'urto; c) un miglioramento del comportamento alla

fessurazione; d) un aumento della resistenza all'usura; e) un moderato aumento della resistenza ai cicli di gelo e disgelo; f) un limitato incremento della resistenza a flessione e a trazione; g) nessuna significativa variazione della resistenza a compressione.

Nel caso delle fibre non metalliche si ha [2]: a) un aumento della resistenza all'urto e della tenacità; b) un miglioramento del comportamento alla fessurazione per

ritiro in fase plastica; c) un moderato aumento della resistenza ai cicli di gelo e disgelo; d) un limitato incremento della resistenza a flessione e a trazione; e) nessuna significativa variazione della resistenza a compressione.

Quindi, in entrambi i casi, è di particolare interesse, ai fini applicativi, il favorevole comportamento del composito conglomerato+fibre nei confronti delle azioni impulsive, che dipende dall'aumento della tenacità (toughness), cioè della capacità di assorbire energia di deformazione, rispetto al medesimo conglomerato privo di fibre.

Come è noto [1,2], la misura di tale capacità può essere effettuata in funzione del diagramma carico/freccia in mezzzeria, ricavato dalla prova di resistenza a flessione, con uno dei metodi seguenti: I) determinazione dell'indice di tenacità, definito dal rapporto fra l'area sottostante il diagramma suddetto fino alla freccia massima di 1,9 mm e l'area del diagramma limitata al carico di prima fessurazione; II) determinazione del rapporto tra il lavoro di deformazione a carico residuo e quello alla prima fessurazione; III) determinazione del rapporto tra il lavoro di deformazione del calcestruzzo fibroso ed il lavoro di deformazione della matrice (calcestruzzo privo di fibre).

Il presente lavoro si inserisce in un programma più generale teorico e sperimentale, di cui fanno parte indagini precedenti, eseguite presso l'Università di Roma "La Sapienza" [3,4,5]. Vengono in particolare presentati i risultati di prove d'urto eseguite su piastre quadrate realizzate con conglomerato rinforzato con fibre sintetiche di poliacrilonitrile; si è naturalmente confrontato il comportamento con quello di analoghe piastre di conglomerato privo di fibre.

In entrambi i casi è previsto l'impiego di un modesto quantitativo di armatura convenzionale realizzata con una rete di acciaio elettrosaldato disposta sul piano medio dei manufatti.

A differenza degli studi precedenti, nei quali l'azione d'urto veniva conferita secondo la tecnica del 'drop weight test', nella presente ricerca viene utilizzata una disposizione sperimentale perfezionata, basata sulla tecnica del pendolo balistico, la quale consente di localizzare con maggiore precisione l'impatto e rendere riproducibile la prova.

L'intensità e l'evoluzione temporale dell'azione dinamica conferita viene rilevata mediante una cella di carico interposta tra la piastra e la massa battente. La risposta dinamica viene invece caratterizzata mediante una schiera di accelerometri opportunamente disposti sulla piastra stessa. Particolare attenzione viene dedicata alla valutazione del danneggiamento progressivo, correlandolo con l'energia dissipata negli

urti e con la modificazione delle modalità di propagazione di onde elastiche attraverso il campione.

2. DANNEGGIAMENTO E RESISTENZA DI PIASTRE DI CONGLOMERATO FIBROSO SOTTOPOSTE AD AZIONI D'URTO

L'analisi della risposta all'urto di componenti di cemento armato costituisce un problema dinamico di grande complessità, in quanto l'intensità dell'azione d'urto trasmessa dalla massa battente al bersaglio è governata dalla interazione tra i due corpi di prova, interazione che dipende fortemente dalla evoluzione del danneggiamento dei materiali.

Uno studio rigoroso del problema comporta l'applicazione dei metodi della meccanica della frattura non-lineare del conglomerato e richiede un'appropriata modellazione del comportamento micromeccanico del conglomerato e del danneggiamento che si verifica all'interfaccia tra pasta ed inerti [6].

Nel caso dei conglomerati fibrosi va tenuta in conto anche la presenza delle fibre che attraversano le fessure esistenti nella pasta di cemento, ostacolando la propagazione della frattura ed incrementando la tenacità del materiale.

Peraltro il rilevante interesse applicativo, ad esempio nel settore delle strutture da ponte, delle barriere paramassi, delle barriere autostradali, delle applicazioni militari, ecc., ha favorito la messa a punto di procedure di analisi semplificate, di uso più agevole, quali quelle riportate nel Bollettino 187 del CEB [7].

Ad esempio la profondità di penetrazione, z , di una massa battente all'interno di una barriera di cemento armato può essere stimata con le relazioni:

$$G = 3.8 \times 10^{-5} N m V^{1.8} / (f_{cy}^{0.5} d^{2.8}) \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{con } G &= 0.55 z - z^2 && \text{per } z = x/d < 0.22 \\ G &= (z/2)^2 + 0.0605 && \text{per } 0.22 < z < 2 \\ G &= z - 0.9395 && \text{per } z > 2 \end{aligned}$$

in cui d è il diametro della massa battente di valore m (in Kg), N è un coefficiente che dipende dalla forma della massa e vale, ad esempio 0.72 nel caso di superficie battente piana, V è la velocità del "missile" in m/s ed f_{cy} è la resistenza del conglomerato in Pa.

La progettazione dello spessore minimo t di una barriera di cemento armato idonea ad impedire il fenomeno dello 'scabbing' e cioè la espulsione di una porzione di conglomerato a forma tronco conica dalla superficie posteriore, sotto l'effetto di un urto, può essere stimata con la formula:

$$t_s/d = 5.3 G^{1/3} \quad (2)$$

con G dedotto dalla relazione precedente.

Le metodologie sperimentali normalmente impiegate per la caratterizzazione del comportamento all'urto di piastre di conglomerato sono di quattro tipi:

- il cosiddetto 'drop weight test', che consiste nel rilascio in caduta libera di una massa che urta contro il provino,
- il pendolo di Charpy modificato, che utilizza un pendolo come meccanismo che applica l'azione d'urto,
- la prova di penetrazione con un proiettile,
- la propagazione di onde d'urto generate mediante la detonazione di una carica di esplosivo.

L'argomento viene in particolare affrontato dal rapporto della Commissione ACI 544 "Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete" [8] che prende in considerazione tre sole delle modalità di prova sopra ricordate e precisamente la prova tipo "drop weight test" non strumentata e due prove strumentate, la prima sempre del tipo "drop weight test" e la seconda che utilizza il pendolo di Charpy modificato.

Seguendo le specifiche indicate in [8], la prima delle tre prove viene realizzata mediante una scatola cilindrica d'acciaio, di dimensioni normalizzate, all'interno della quale viene disposto il provino, che è appoggiato sul fondo con l'interposizione di uno strato di lubrificante. Il coperchio della scatola presenta un foro centrale dal quale fuoriesce una sfera d'acciaio mobile appoggiata sulla faccia superiore del provino. La prova viene condotta colpendo la sfera con un martello e contando il numero di colpi necessario a rompere il provino.

Le prove strumentate, più sofisticate, sono, invece, dirette al monitoraggio dei carichi impulsivi, delle deformazioni e dell'energia dissipata durante i singoli urti. Nel caso del 'drop weight test' viene utilizzato un peso che cade in verticale, diretto nella sua traiettoria da apposite guide verticali. In entrambe le prove strumentate masse ed altezza di caduta sono normalizzate.

Ben note sono le critiche rivolte da numerosi studiosi a ciascuna delle modalità di prova sopra ricordate. Una discussione approfondita in proposito è riportata in [5].

Per quanto riguarda la rappresentazione della resistenza all'urto vengono comunemente utilizzate due grandezze, sostanzialmente equivalenti una volta che siano precisate le specifiche che normalizzano le prove: il numero di colpi necessari a produrre la rottura o l'energia assorbita a rottura, intesa come prodotto del numero degli urti per l'energia potenziale posseduta dalla massa battente nella posizione di inizio di ciascun urto.

Entrambi i tipi di rappresentazione risultano insoddisfacenti, innanzitutto per le incertezze sopra ricordate circa la stima della energia effettivamente assorbita dal materiale, ma soprattutto perché l'energia a rottura non costituisce l'unico parametro rilevante che governa il comportamento a rottura del provino.

Basti pensare a provini portati a rottura utilizzando più eventi d'urto caratterizzati ciascuno dalla stessa energia cinetica ottenuta con combinazioni diverse di massa battente ed altezza di caduta: i provini sottoposti ad urti da altezze minori presentano una energia assorbita a rottura maggiore.

Problemi ancora maggiori esistono nella rappresentazione del danneggiamento progressivo del materiale nel corso degli eventi d'urto ripetuti, in quanto risulta difficile correlare il danneggiamento stesso a parametri geometrici o meccanici chiaramente definiti.

Nel presente lavoro l'attenzione viene centrata su questi due problemi (rappresentazione della resistenza e valutazione del danneggiamento progressivo) giungendo alla proposta di una metodologia sperimentale perfezionata, basata sulla misurazione delle modifiche delle proprietà meccaniche del materiale che intervengono durante gli urti.

A tale scopo vengono condotte, successivamente ad ogni evento d'urto, prove microsismiche, consistenti nella propagazione attraverso il provino, di onde elastiche opportunamente generate mediante martello strumentato.

3. IMPIEGO DI TECNICHE MICROSISMICHE PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO

3.1 Aspetti generali

Come è noto la propagazione di onde elastiche di caratteristiche note all'interno dei solidi può essere utilizzata per la individuazione di difetti interni nei materiali ed anche per la stima indiretta della resistenza meccanica. Tali tipi di indagini appartengono alla classe delle prove sperimentali totalmente non distruttive.

Le modalità di generazione di tali onde sono essenzialmente due: tramite trasduttori di tipo piezoelettrico o tramite impatto di corpi battenti di massa nota. Nel primo caso è consuetudine parlare di prove con ultrasuoni e nel secondo di prove microsismiche, anche se la natura delle onde elastiche generate è ovviamente la stessa.

Anche le modalità di rilevazione delle onde elastiche trasmesse attraverso il materiale differisce tra le due modalità di indagine. Nel caso infatti delle prove con

ultrasuoni vengono comunemente impiegate trasduttori di tipo acustico, nel caso di prove microsismiche si utilizzano accelerometri, normalmente di tipo piezoelettrico.

Per quanto riguarda gli ultrasuoni, le frequenze impiegate nelle prove non distruttive sui calcestruzzi sono costituite di treni di brevissima durata di onde sinusoidali monocromatiche, normalmente di frequenza compresa tra 20 e 200 kHz, in funzione della risoluzione spaziale che si desidera raggiungere.

Nel caso delle prove microsismiche le onde generate sono caratterizzate da frequenze più basse (tra 0.5 e 20 kHz) ma distribuite su tutto lo spettro. Il valore relativamente ridotto delle minime frequenze generate, consente di garantire una propagazione accettabile delle onde elastiche, con un valore di attenuazione ragionevole, anche in materiali contenenti fessure ben sviluppate. Inoltre l'impiego di onde di frequenza diversa, anziché di onde monocromatiche, rende possibile la individuazione dei modi propri di vibrazione dei provini.

Per le ragioni sopra esposte, nel presente studio si è previsto l'impiego di tecniche microsismiche, consistenti nella generazione di onde elastiche mediante un opportuno martello accordato e strumentato, con la doppia finalità di valutare sia la velocità di propagazione dell'onda all'interno del materiale, sia i parametri modali dei provini.

3.2 Misure di velocità di propagazione

Per quanto riguarda le indagini del primo tipo, le misurazioni sono state effettuate tra i punti medi di due lati opposti del provino, distanti fra loro 60 cm, in modo che la traiettoria di propagazione intersechi la zona centrale della piastra, soggetta a maggior deterioramento. Nel corso di ogni rilevazione viene misurato il tempo necessario alla propagazione delle onde elastiche tra il punto di emissione e quello di ricezione.

Dopo ogni singolo urto i , viene quindi calcolata la velocità di propagazione v_i , che è una grandezza scalare correlata al danneggiamento medio accumulato, mediante l'indice adimensionale:

$$d_1 = 1 - \frac{v_i}{v_0} \quad (3)$$

in cui v_0 è la velocità iniziale delle onde elastiche, nel caso di provini integri.

L'indice d_1 vale zero nel caso di assenza di danneggiamento e raggiunge il valore massimo alla rottura del provino.

3.3 Estrazione dei parametri modali

Ai fini della individuazione del comportamento dinamico del provino, l'azione impulsiva fornita dal martello calibrato viene applicata su una faccia del provino, nelle posizioni A e B indicate in fig. 1, mentre le storie temporali della risposta dinamica vengono rilevate nelle posizioni C e D.

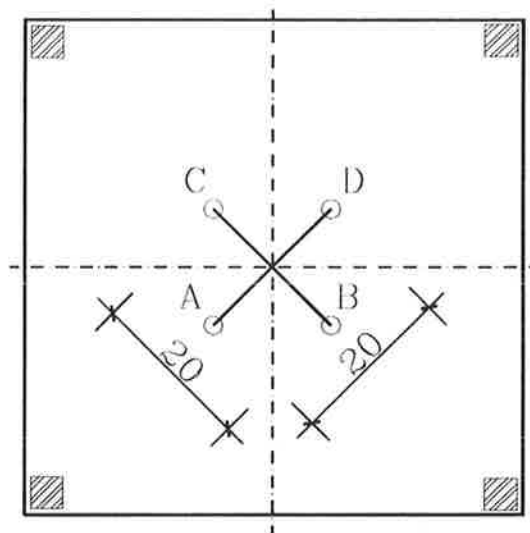


FIG. 1 – Prove microsismiche per la caratterizzazione dei parametri modali: disposizione dei punti di applicazione dell'azione impulsiva e degli accelerometri (misure in cm).

Le storie temporali dell'azione d'urto e della risposta strutturale in termini di accelerazione dei punti di misura vengono poi sottoposte ad analisi spettrale, mediante trasformata di Fourier, secondo tecniche ormai entrate nell'uso corrente anche nell'ambito dell'ingegneria civile, specialmente nel caso del controllo e del collaudo di strutture di particolare impegno.

Il rapporto fra lo spettro dell'uscita $X(\omega)$ e quello dell'ingresso $F(\omega)$ costituisce la funzione di risposta in frequenza $H(\omega)$ [9]:

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)} \quad (4)$$

In fig. 2 è mostrato un esempio di applicazione della procedura descritta: in particolare sono rappresentate una tipica storia di forza ed una storia di accelerazione in risposta (fig. 2 in alto) e la funzione di risposta in frequenza del sistema (fig. 2 in basso).

L'evoluzione del danneggiamento del materiale conseguente al susseguirsi dei fenomeni d'urto altera

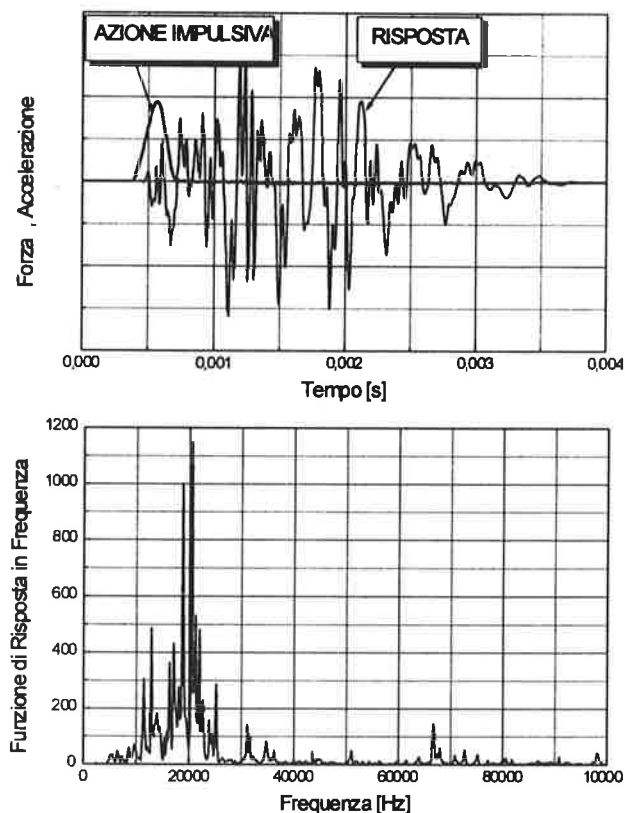


FIG. 2 – Analisi in frequenza dei risultati di una prova con martello strumentato.

l'andamento della funzione risposta in frequenza, con una generale riduzione dei valori delle frequenze proprie. In particolare il rapporto

$$d_2 = 1 - \frac{f_{1i}}{f_{10}} \quad (5)$$

tra il valore della frequenza f_{1i} del primo modo di vibrazione misurato dopo il generico urto i e quello della piastra integra, f_{10} , viene assunto come ulteriore indice di danneggiamento.

4. PROGRAMMA DELLE INDAGINI SPERIMENTALI

4.1 Geometria dei provini, materiali e casi considerati

Allo scopo di poter confrontare i risultati ottenuti con la disposizione sperimentale perfezionata precedentemente descritta con quelli già ottenuti nel passato [3,4,5], si è deciso di adottare per le piastre la stessa geometria adottata allora.

Pertanto i provini impiegati sono costituiti da

piastre quadrate di conglomerato cementizio aventi lato 60 cm e spessore 4 cm, armate con una rete metallica elettrosaldata ϕ 5 a maglia quadrata 15x15 cm di acciaio tipo FeB44k controllato in stabilimento (vedi fig. 3).

La resistenza caratteristica prevista per il conglomerato cementizio è di 35 N/mm². La resistenza effettivamente raggiunta viene invece controllata sottoponendo alle usuali prove di rottura per compressione appositi cubetti di lato 15x15 cm confezionati con lo stesso materiale delle piastre e stagionati con le stesse modalità.

In aggiunta alle piastre sono stati confezionati anche travetti aventi dimensioni 10x10x84 cm allo scopo di misurare l'energia di frattura G_f .

Per quanto riguarda le fibre, è stato previsto l'impiego di fibre sintetiche di poliacrilonitrile (P.A.N.), le cui caratteristiche salienti sono riportate in tab. I.

TABELLA I – Caratteristiche delle fibre impiegate.

Materiale: Poliacrilonitrile
Lunghezza: 24 mm
Diametro: 16 μ m
Densità: 1180 kg/m ³
Resistenza a trazione: 500 N/mm ²
Modulo elastico: 15 GN/mm ²

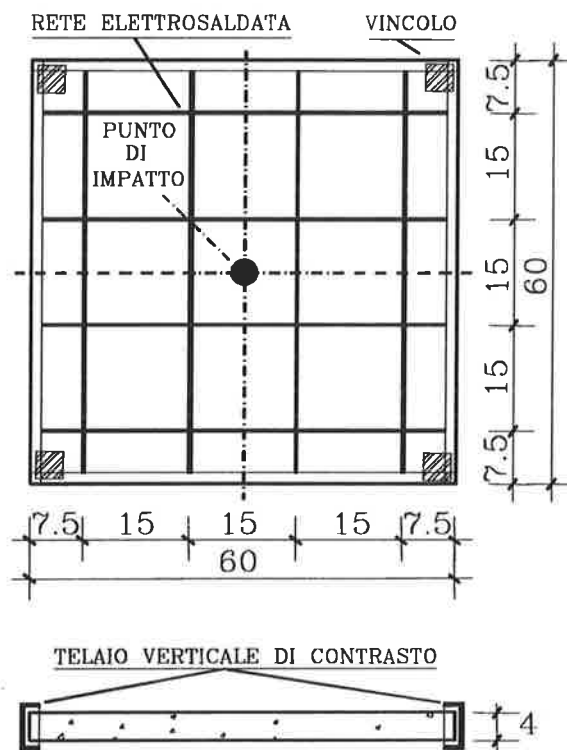


FIG. 3 – Geometria dei provini impiegati (misure in cm).

Il programma completo delle indagini sperimentali prevede di sottoporre a prova quattro serie di piastre, ciascuna delle quali composta di 15 provini, caratterizzate da una percentuale crescente di fibre nell'impasto: 0, 0.2, 0.4, 0.8 %.

Le indagini sperimentali descritte nel presente lavoro sono state invece dedicate alla messa a punto della metodologia di prova, mediante la esecuzione di prove preliminari su un totale di quattro piastre, una per ciascuna percentuale di fibre.

4.2 Strumentazione impiegata

Al fine di descrivere nel modo più completo il comportamento dei provini durante lo svolgimento dei fenomeni d'urto è stata messa a punto una strumentazione di misura comprendente le seguenti attrezzature:

- una cella di carico piezoelettrica, modello PCB200B20, applicata alla massa battente del pendolo balistico, al fine di acquisire la storia temporale della forza impulsiva (canale 6);
- una schiera di cinque accelerometri piezoelettrici modello PCB303A, di cui uno applicato sul bordo della piastra (canale 1), tre sulla diagonale della piastra, dal lato in cui è applicata l'azione d'urto (canali 2, 3 e 4) ed uno sull'altra diagonale della piastra, in posizione simmetrica rispetto all'accelerometro 2 (canale 5) (vedi fig. 4).

Gli strumenti sopra detti sono governati da un elaboratore elettronico dedicato, in grado di acquisire i dati da loro rilevati con una frequenza di campionamento di 100 kHz per canale. Tale valore consente di rilevare fedelmente il contenuto in frequenza dei segnali in uscita dai sensori almeno fino a 20 kHz, che corrisponde al valore della frequenza di Nyquist diviso per il coefficiente di sicurezza 2,5.

La scelta della frequenza di campionamento è stata guidata dai risultati della sperimentazione precedente [3,4,5] che ha mostrato come, nel caso in esame, il fenomeno dell'urto si evolva in tempi brevissimi, inferiori al millesimo di secondo.

In aggiunta alla strumentazione descritta è stato utilizzato un martello strumentato modello PCB086C03 per la generazione delle onde elastiche all'interno dei provini. Il martello è dotato di una cella di carico piezoelettrica che fornisce in uscita l'andamento temporale della azione applicata. L'acquisizione della risposta è stata effettuata utilizzando la stessa attrezzatura precedentemente descritta, ed in particolare gli accelerometri posti ai canali 2 e 5.

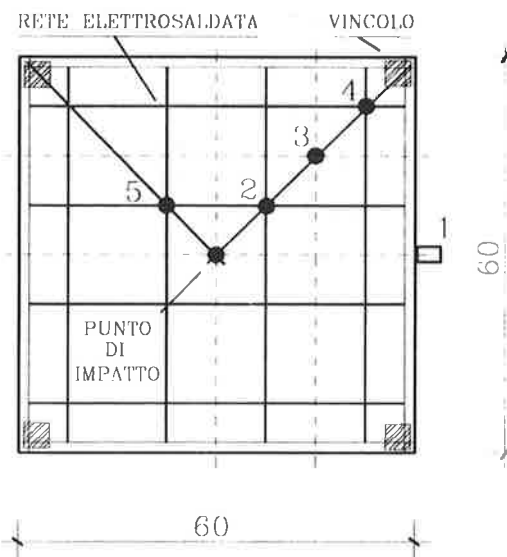


FIG. 4 - Schema della disposizione degli accelerometri (canali da 1 a 5).

4.3 Metodologia di prova

Le prove d'urto sono state eseguite utilizzando la disposizione sperimentale rappresentata in fig. 5.

È stato impiegato un pendolo balistico lungo $l=200$ cm, realizzato mediante quattro cavi che lo mantengono in posizione orizzontale durante la corsa fino al punto d'impatto. Questo ultimo è situato in corrispondenza del centro delle piastre.

I provini sono sostenuti da un apposito telaio di contrasto, realizzato in acciaio, che li mantiene in posizione verticale ed è ancorato al pavimento del laboratorio in modo adeguato al fine di impedire spostamenti orizzontali delle piastre durante lo svolgimento delle prove.

L'appoggio tra i provini ed il telaio è previsto in corrispondenza dei quattro spigoli.

La scelta di questa modalità di vincolo è stata dettata dall'esigenza di rendere il più possibile ispezionabile, durante il corso delle prove, la faccia posteriore delle piastre.

Nell'ambito di ciascuna serie di provini sono stati considerati due valori dell'altezza di caduta h_p e due valori della massa battente m_b .

Tenuto conto che ciascuna serie è composta di 15 provini, per ciascuno degli accoppiamenti massa battente-altezza di caduta, denominati nel seguito per comodità 'modalità di caduta', sono stati sottoposti a prova 5 provini uguali.

I dettagli in proposito sono riportati in tab. II.

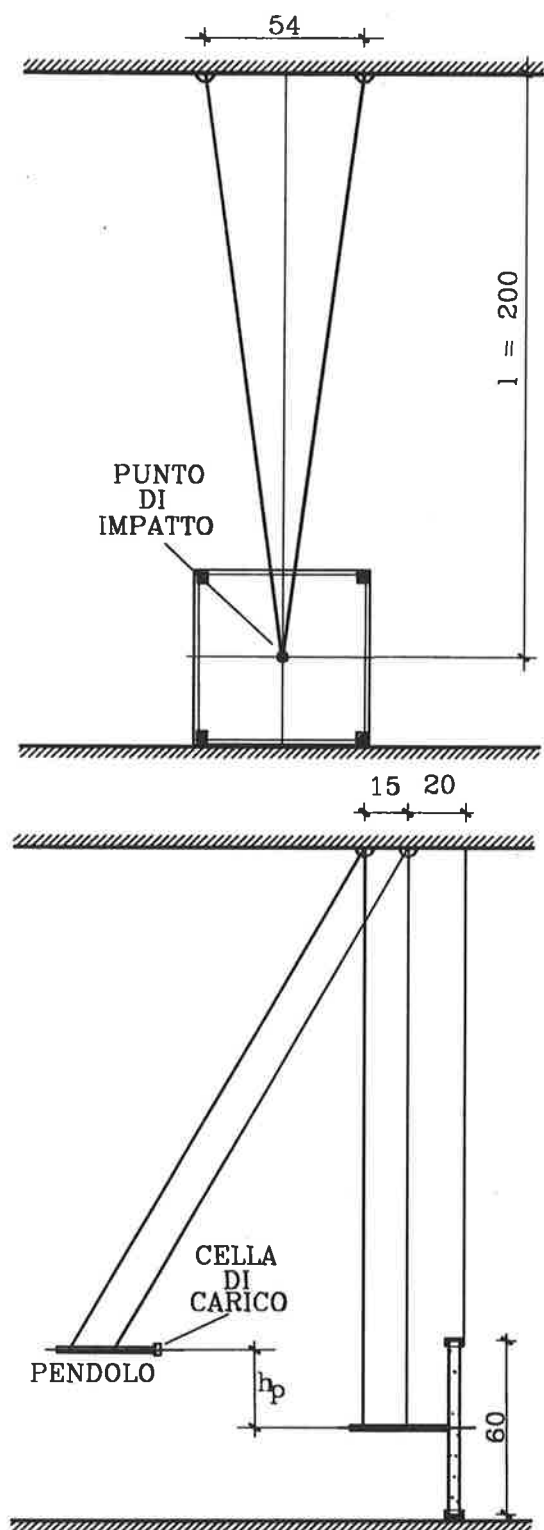


FIG. 5 – Disposizione sperimentale utilizzata per l'esecuzione delle prove d'urto. In alto è rappresentata la vista frontale, in basso la vista laterale (misure in cm).

TABELLA II – Valori dell'altezza di caduta e della massa battente.

Modalità di caduta	h_c [m]	m_b [kg]	W [Nm]
1 (*)	0.50	2.00	9.81
2	1.00	2.00	19.62
3	0.50	4.00	19.62

(*) La modalità n° 1 è stata utilizzata soltanto per le operazioni di messa a punto dell'attrezzatura sperimentale.

Lo svolgimento delle prove avviene secondo la procedura seguente. Dopo aver installato sul pendolo la massa battente corrispondente alla modalità di rottura desiderata, il pendolo viene allontanato dalla posizione verticale dell'angolo necessario a realizzare l'altezza di caduta richiesta.

Quindi, dopo aver attivato il sistema di acquisizione dei segnali, il pendolo viene rilasciato con velocità iniziale nulla e si verifica l'urto contro la piastra. Particolare attenzione viene prestata affinché il pendolo, dopo aver rimbalzato contro il punto di impatto, non urti di nuovi, falsando così i risultati delle misure con nuovi urti di intensità non nota.

Dopo aver interrotto l'acquisizione delle grandezze dinamiche associate all'urto, si procede quindi ai rilievi visivi e fotografici sulla piastra colpita e poi alla esecuzione delle indagini microsismiche mediante il martello strumentato.

La procedura viene ripetuta più volte, eseguendo più prove d'urto successive, fino alla rottura completa della piastra.

5. RISULTATI DELLE PROVE SPERIMENTALI

La validità della metodologia di prova è stata sperimentata svolgendo un programma preliminare di indagini consistenti nella rottura di quattro piastre, ciascuna realizzata con un impasto contenente un quantitativo diverso di fibre.

Le prove sono state condotte utilizzando, per ogni provino, due modalità di caduta diverse (vedi Tab. II). I primi 13 colpi sono stati inferti secondo la modalità di caduta 1, i colpi rimanenti, fino al numero necessario a produrre la rottura, secondo la modalità di caduta 2.

In tutti e quattro i casi la rottura non si è verificata per flessione, confermando così la validità della scelta di disporre nelle piastre un'armatura ordinaria proprio per evitare tale tipo di collasso, ma per perforazione delle piastre con espulsione, dal lato opposto a quello colpito dalla massa battente, di un elemento di conglomerato di forma approssimativamente tronco-piramidale.

Nelle tabella 4 è rappresentata una sintesi dei risultati ottenuti: per ciascuna piastra, caratterizzata da un numero progressivo correlato al contenuto di fibre, è riportato il valore della resistenza a compressione cubica del conglomerato, il numero di colpi a rottura e l'energia W dissipata.

TABELLA III – Risultati delle prove sperimentali.

Piastra	Rc [N/mm ²]	Contenuto di fibre	N.ro di colpi a rottura	W [Nm]
1	49.8	0.00 %	39	637,65
2	37.8	0.20 %	42	696,51
3	35.0	0.40 %	32	500,31
4	31.5	0.80 %	39	637,65

L'osservazione visiva della faccia posteriore delle piastre, effettuata dopo la rottura, mostra in modo evidente che all'aumentare del contenuto di fibre si riduce il numero e l'estensione delle fessure che si dipartono dalla zona centrale perforata, come è documentato nelle figure 6, 7, 8 e 9.

In sostanza le fibre riducono in modo sensibile e crescente con la loro quantità, l'intensità del danneggiamento al di fuori della zona centrale della piastra, nella quale avviene l'impatto.

Tale comportamento è confermato, con dati quantitativi, dai risultati delle prove eseguite con il martello strumentato, che sono raccolti nelle figure 10, 11, 12 e 13.

In particolare in fig. 10 è riportato, per le quattro piastre, l'andamento della velocità di propagazione delle onde elastiche in funzione del numero di colpi assorbito, mentre in fig. 11 è rappresentato il corrispondente indice di danno d_1 .

Per tutte e quattro le piastre la velocità di propagazione delle onde elastiche decresce con il numero di colpi subiti: la pendenza delle curve si mitiga però sensibilmente all'aumentare del contenuto di fibre. Analogo comportamento presenta l'indice di danno d_1 .

L'andamento delle frequenze del primo modo di vibrazione delle piastre (fig. 12) è simile, nella tendenza, a quello delle velocità di propagazione delle onde elastiche. Si nota, però, un decadimento più regolare delle curve, comportamento che denota una migliore capacità dei parametri modali a caratterizzare il danneggiamento subito dai provini, come, peraltro era ragionevole attendersi, tenuto della maggiore completezza delle informazioni ottenute mediante le indagini di caratterizzazione modale.

Le stesse considerazioni valgono per la figura 13, che riporta l'indice di danno d_2 . Si può quindi osservare che l'indice di danno d_2 è più di d_1 a rappresentare il danneggiamento progressivo dovuto agli urti.

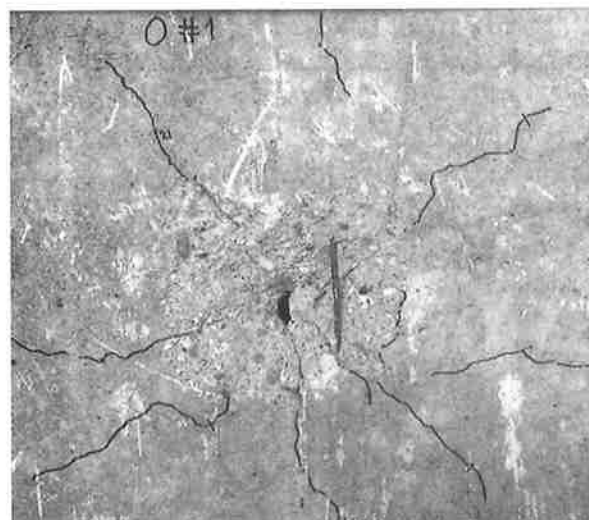


FIG. 6 – Piastra 1: quadro fessurativo dopo la rottura.

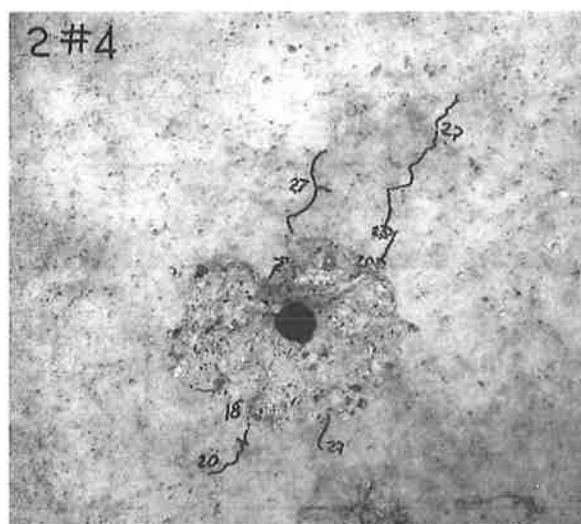


FIG. 7 – Piastra 2: quadro fessurativo dopo la rottura.

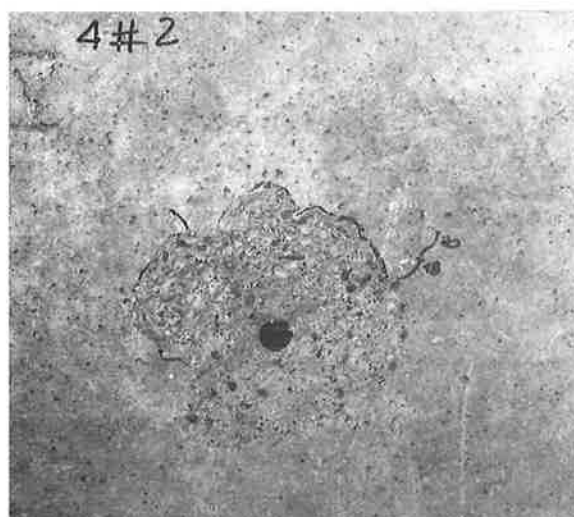


FIG. 8 – Piastra 3: quadro fessurativo dopo la rottura.

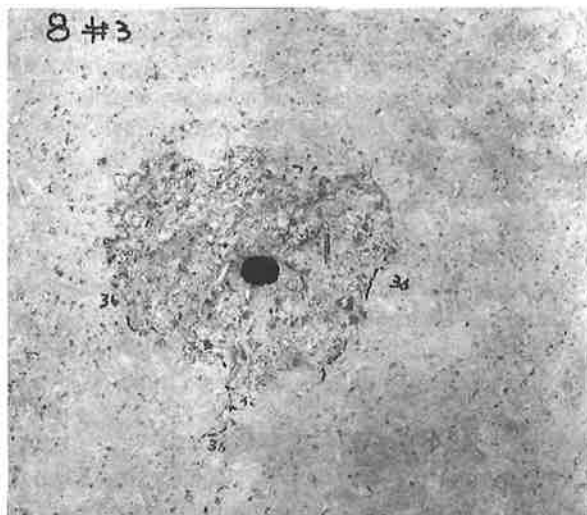


FIG. 9 – Piastra 4: quadro fessurativo dopo la rottura.

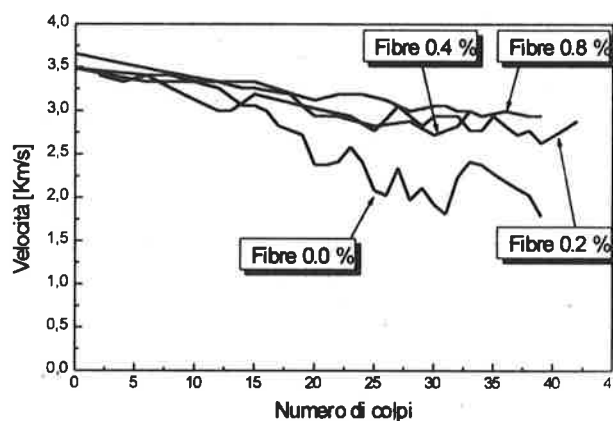


FIG. 10 – Variazione della velocità di propagazione con il numero di colpi.

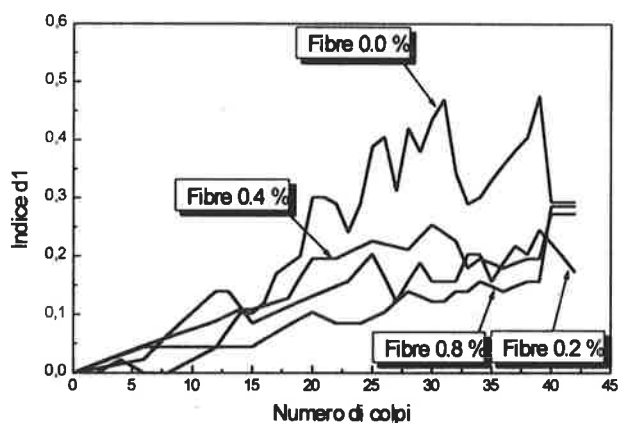


FIG. 11 – Indice di danno d_1 .

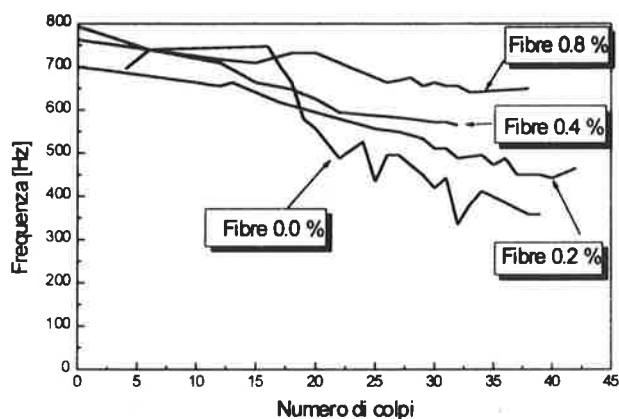


FIG. 12 – Variazione della frequenza del primo modo di vibrazione con il numero di colpi.

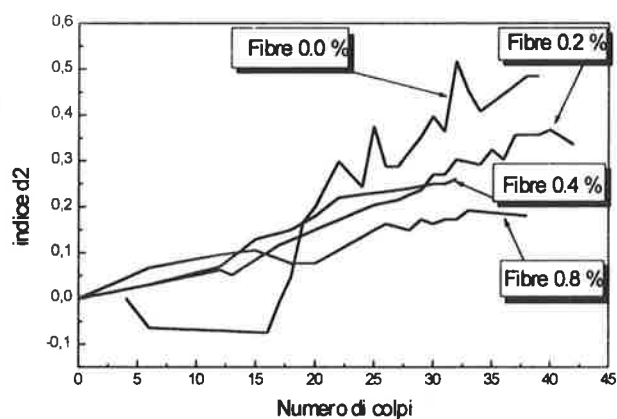


FIG. 13 – Indice di danno d_2 .

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

I risultati ottenuti hanno confermato il favorevole effetto dell'aggiunta di fibre di P.A.N. sulla resistenza all'urto di elementi di cemento armato, ciò che si era peraltro riscontrato in occasione delle sperimentazioni precedenti con fibre di acciaio e di polipropilene. Inoltre essi suggeriscono di estendere la sperimentazione adottando dosaggi di fibre superiori a quelli usuali.

Gli obiettivi prefissati per la messa a punto della tecnica sperimentale e cioè riproducibilità dell'azione impulsiva, osservabilità del provino e acquisizione della risposta all'urto del provino, sono stati raggiunti, confermando la validità dell'impostazione adottata.

Le grandezze misurate si sono inoltre dimostrate adatte a fornire una base affidabile per la messa a punto di un modello numerico di continuo danneggiato, prevista nel programma generale della ricerca.

In proposito gli indici di danno adottati - in particolare quello basato sulla evoluzione dei parametri modali - sono risultati idonei a descrivere efficacemente il processo di danneggiamento e quindi si prestano ad essere utilizzati nell'ambito di modelli alternativi semplificati.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] A.I.C.A.P. (1990), Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche, Roma.
- [2] A.I.C.A.P. (1992), Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre di polietilene, o di polipropilene, o di poliacrilonitrile, o di poliammide (nylon), Roma.
- [3] CALAMANI S., CARTAPATI E., RADOGNA E.F. (1989), Influenza dell'aggiunta di fibre di polipropilene nel conglomerato cementizio per l'impiego in elementi prefabbricati, Atti delle Giornate Aicap '89, Napoli, pag. 323-336.
- [4] CALAMANI S., CARTAPATI E., MATERAZZI A.L. (1990), Impact behaviour of polypropylene fiber reinforced concrete plates, 8th European Conference on fracture (ECF8), Torino, pag. 755-760.
- [5] RADOGNA E.F., CARTAPATI E., MATERAZZI A.L. (1991), Piastre di conglomerato cementizio rinforzato con fibre "morbide" sottoposte ad azioni impulsive: problemi di modellazione e verifiche sperimentali, Atti delle Giornate Aicap '91, Spoleto, pag. 409-419.
- [6] CARPINTERI A., CERIONI R., IORI I., (1996), Analisi del comportamento di calcestruzzi fibrorinforzati mediante la meccanica della frattura, Studi e Ricerche, Vol. 17, pp. 283-299.
- [7] CEB (1988), Concrete structures under impact and impulsive loading, Bulletin d'Information No.187.
- [8] ACI COMMITTEE 544 (1988), Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, Nov.- Dec., pp. 583-593.
- [9] EWINS D. J. (1991), Modal Testing: Theory and practice, John Wiley & Sons.
- [10] CARTAPATI E. (1989), Valutazione per mezzo di ultrasuoni del livello di danneggiamento per fatica di calcestruzzi ordinari e fibro-rinforzati, International Conference on Monitoring, Surveillance and Predictive Maintenance of Plants and Structures, Taormina.
- [11] CARTAPATI E. (1991), Danneggiamento per fatica di calcestruzzi normali e fibrorinforzati: misure con ultrasuoni e considerazioni sulla legge di propagazione della frattura, IGF7 - VII Convegno Nazionale Gruppo Italiano Frattura, Firenze.
- [12] SCHUMM C., GAMBAROVA P. G. (1989), Alcuni risultati di esperienze su calcestruzzi e malte rinforzate con fibre poliacrilonitriliche, Studi e Ricerche, Vol. 11, pp. 381-433.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano esprimere il proprio ringraziamento all'ingegnere L. Scuderi ed alla Ditta Ready S.p.A di Montepaone Lido (CZ) per la collaborazione prestata nel confezionamento dei provini, all'ing. S. Perno, responsabile del Laboratorio del Dipartimento n° 48 dell'Università di Roma "La Sapienza", unitamente ai tecnici F. Stelitano e C. Purgatorio, nonché agli ingg. N. Nisticò e B. Lamonaca per la fattiva assistenza alle varie fasi della ricerca.

CALCESTRUZZI AD ALTISSIMA RESISTENZA: PROPRIETÀ MECCANICHE E APPLICAZIONI STRUTTURALI

Sara CATTANEO

Ingegnere Civile

Studente presso la Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "F.lli Pesenti"
Politecnico di Milano

Gianluca GUERRINI

Ricercatore

C.T.G. - Italcementi Group - Direzione Laboratori
Bergamo

Alberto MEDA

Ingegnere Civile

Studente presso la Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "F.lli Pesenti"
Politecnico di Milano

Gianpaolo ROSATI

Ricercatore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

Il comportamento meccanico di alcuni calcestruzzi ad alta resistenza ($f_c = 80-130$ MPa) è stato analizzato attraverso prove di trazione e flessione su tre punti. Si è adottata inoltre una speciale procedura di "identificazione" per depurare le curve sforzo-deformazione e sforzo-spostamento da ogni effetto indesiderato. Successivamente si è esaminato il comportamento di due travi precomprese, rappresentanti un sottoelemento di un solaio alveolare, per analizzare la formazione e la propagazione della fessura (attraverso l'interferometria ottica) e la duttilità strutturale.

SUMMARY

The mechanical behavior of a few plain and fiber-reinforced high-performance concretes ($f_c=80-130$ MPa) is studied here by means of direct tensile tests and three-point bending tests, and a special "identification" procedure is adopted in order to cleanse the stress-strain and stress-displacement curves of any undesired structural effect. Then the overall behavior of two P/C beams typifying the sub-elements of a hollow-core slab is examined, with and without fibers, to study crack formation and propagation (by optical interferometry) and structural ductility.

INTRODUZIONE

La ricerca di materiali speciali ha avuto negli ultimi anni un notevole sviluppo, in particolare, nel campo dell'ingegneria civile hanno suscitato forte interesse i cosiddetti calcestruzzi ad alte prestazioni [1],[2].

Questi materiali associano ad una migliore risposta meccanica, proprietà quali l'elevata durabilità, la resistenza all'abrasione e la stabilità di volume [3].

La scelta di un calcestruzzo ad alta resistenza se da un lato fa sicuramente lievitare il costo iniziale dell'opera, dall'altro fornisce sostanziali vantaggi legati

non solo ad una più lunga vita di servizio, ma anche alla possibilità di diminuire le dimensioni, il peso, gli interventi di manutenzione e migliorare l'impatto ambientale.

Al crescere della resistenza il materiale diviene più fragile [5] rispetto ad un calcestruzzo ordinario; per aumentarne la duttilità si possono introdurre delle fibre [6]. Materiali di questo tipo sono adatti a strutture la cui integrità deve essere assolutamente garantita. Spesso infatti le opere di ripristino hanno costi eccessivi causati non solo dai lavori di manutenzione, ma anche dall'impossibilità di usufruire appieno dei servizi forniti dall'opera.

In questo studio è analizzato il comportamento di provini realizzati con diversi mix design, al fine di ottenere un materiale ottimale da utilizzare per elementi strutturali di dimensioni "reali".

Dopo aver eseguito prove sperimentali e modellazioni matematiche si è così proceduto alla realizzazione di una trave precompressa di 3m di lunghezza da confrontare con una analoga realizzata in calcestruzzo ordinario. Tutti questi risultati verranno sfruttati per la realizzazione di elementi di solaio utilizzabili per ponti di luce media.

1. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

Per realizzare le prime applicazioni strutturali di un calcestruzzo speciale e' necessario effettuare un elevato numero di prove standard e non, da interpretare con un affidabile modello analitico che permetta di eliminare gli effetti strutturali intrinseci, a favore del reale comportamento costitutivo del materiale.

Lo studio e la realizzazione di un calcestruzzo di elevate prestazioni non sono finalizzate solo ad un incremento significativo della resistenza a compressione, che appare di solito l'aspetto più eclatante, ma anche al miglioramento della durabilità, del modulo elastico e della resistenza a trazione, che condizionano il comportamento strutturale in esercizio e ultimo (fessurazione, corrosione, aderenza e viscosità).

Nell'ambito della classe dei microcalcestruzzi DSP sono state condotte più di 140 prove di flessione su tre punti (40x40x160mm) a gruppi di tre variando opportunamente i componenti significativi, le proporzioni e i tipi di fibre disperse nella matrice.

Le prove, per quanto di routine, sono state eseguite in controllo di allungamento della fibra inferiore tesa (CMOD) rilevando la curva completa carico-freccia e carico-CMOD, per valutare la duttilità secondo ASTM.

La macchina di prova usata è una INSTRON elettromeccanica da ± 100 KN. Le sue caratteristiche, tipiche di un'attrezzatura per prove su materiali fragili, sono di essere elettromeccanica (attuatore-motoriduttore), con velocità minima di $2\mu\text{m/ora}$, tre canali di controllo di cui uno esterno (possibilità di

scegliere la grandezza monotonicamente crescente nel tempo che garantisca un controllo stabile della prova), loop di controllo chiuso con guadagno integrale e derivativo (in modo da compensare la non infinita rigidità assiale della macchina).

Questa procedura ha portato alla definizione di un mix design ritenuto ottimale di un DSP con microfibre di acciaio disperse al 2%-4% in volume (Tab.1).

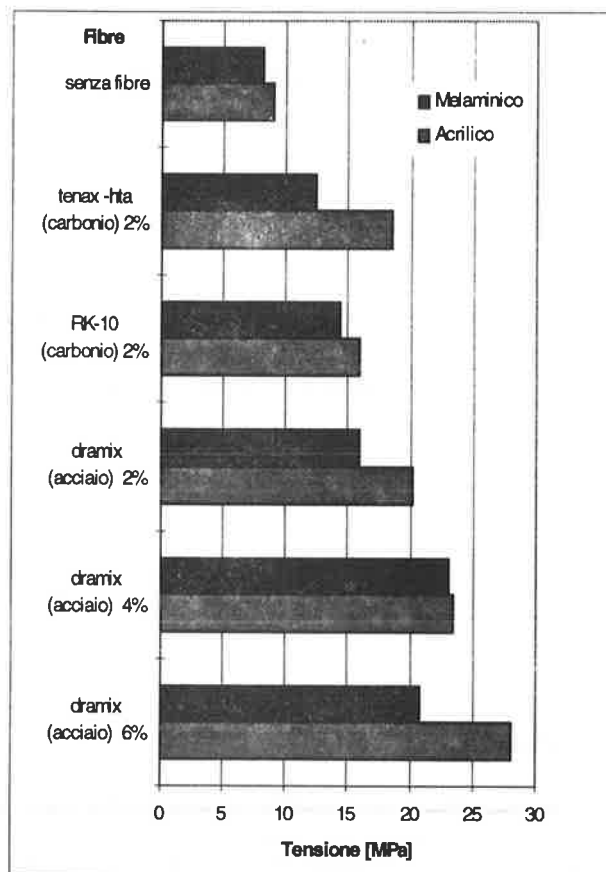


Fig.1 Resistenza a trazione per flessione: influenza del mix design

MIX-DESIGN	SENZA FIBRE	FIBRE (2/4% in volume)
cemento 52.5	696 kg/m ³	667 kg/m ³
silica fume (SF/C)	174 kg/m ³ (25%)	167 kg/m ³ (25%)
quarzo 0.06-3.2 mm	1300 kg/m ³	1246 kg/m ³
iperfluidificante (SP/C)	14.4 kg/m ³ (2.1%)	13.8 kg/m ³ (2.1%)
acqua(W/C+SF)	196 kg/m ³ (22.5%)	187 kg/m ³ (22.4%)
fibre in acciaio (v _f %)	//	162/324 kg/m ³ (2.1/4.2%)

Tabella 1 Mix design ottimale

Su tale materiale si sono effettuate prove a compressione e a trazione su provini maturati in condizioni diverse. I risultati forniti da tale sperimentazione evidenziano che gli eventuali benefici prodotti da maturazioni "più raffinate" non ne giustificano i maggiori costi (Fig.2a-2b).

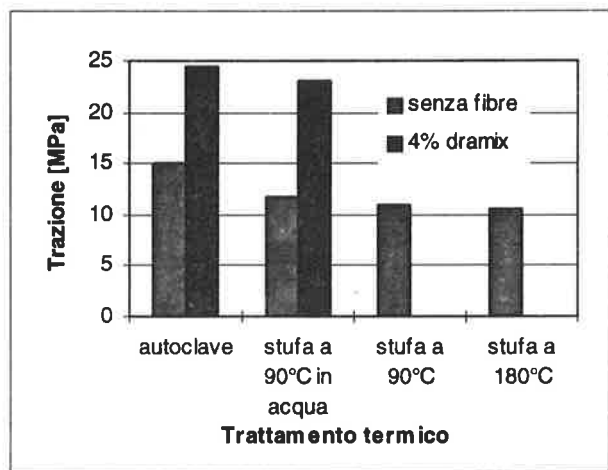


Fig.2a Resistenza a trazione per flessione: influenza della maturazione

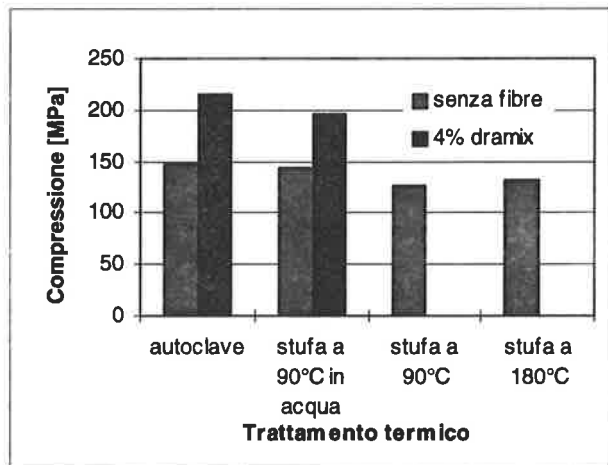


Fig.2b Resistenza a compressione: influenza della maturazione

Si sono poi effettuate un'ulteriore serie di più sofisticate prove di trazione e flessione con la macchina INSTRON, opportunamente modificata, al fine di determinare il modulo elastico e il comportamento meccanico del materiale. Sono state infatti aggiunte quattro barre dinamometriche registrabili che permettono di intervenire in continuo sulle eventuali rotazioni che possono manifestarsi tra le basi di misura del provino. Le prove di trazione diretta sono state condotte su elementi cilindrici intagliati (diametro 72 mm, altezza 105 mm) (Fig.5).

Per lo stesso materiale si sono effettuate prove di flessione in controllo di CMOD (carico-freccia vera) su provini prismatici (100x100x400 mm) (Fig.6). Successivamente sono state eseguite prove di compressione sulle due parti derivante dalla rottura dei provini precedenti.

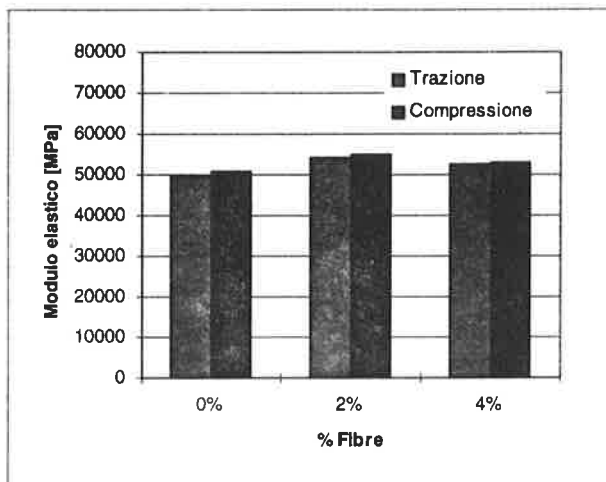


Fig.3 Modulo elastico in trazione e compressione: influenza del contenuto in fibre

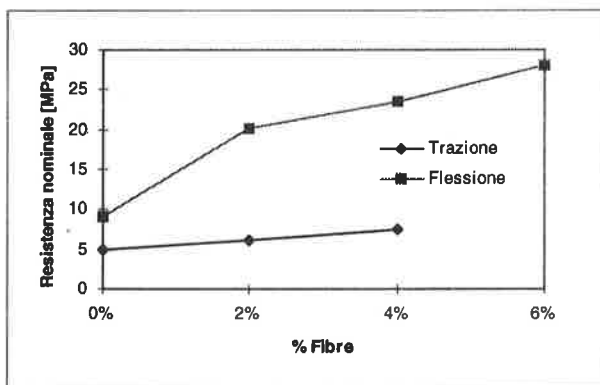


Fig.4 Resistenza nominale per trazione e flessione: influenza del contenuto in fibre

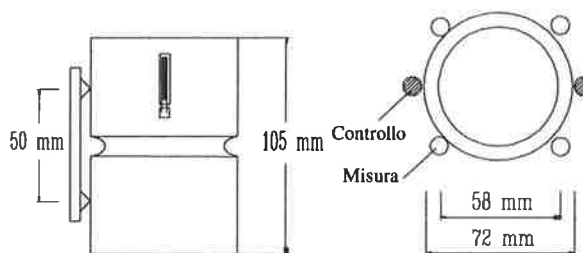


Fig.5 Prova di trazione: provino intagliato e strumentazione

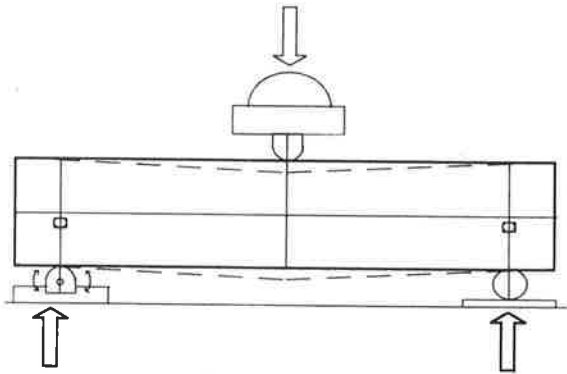


Fig.6 Prova di flessione su tre punti: provino prismatico

2.MODELLAZIONE

Si è formulato un modello matematico per la flessione e la trazione pura, basato sulle soluzioni fornite da Neuber per l'effetto intaglio in lamine piane e corpi cilindrici con intaglio circonferenziale e opportunamente modificato per interpretare il fenomeno fessurativo del calcestruzzo, tramite un intaglio equivalente con bordi caricati (materiale coesivo). Con questa interpretazione la resistenza a trazione vera f_{ct} risulta:

$$f_{ct} = \sigma_{Nt} \alpha_{K\rho s}$$

dove σ_{Nt} è la tensione nominale corrispondente all'inizio della fessurazione (pari ad esempio al 90% della resistenza nominale), e $\alpha_{K\rho s}$ è il coefficiente di concentrazione degli sforzi definito dalla teoria di Neuber. Per descrivere il comportamento coesivo del calcestruzzo fessurato si è assunta una legge iperbolica sforzo σ_w -apertura di fessura w :

$$\sigma_w = f_{ct} (1 - w / w_c) / (1 + k w / \phi_a)$$

in cui ϕ_a è la massima dimensione dell'aggregato, w_c è l'apertura di fessura oltre la quale non si trasmettono sforzi coesivi (valutata sperimentalmente), e k è un coefficiente dipendente dall'energia di frattura G_F .

Corrispondentemente la resistenza a trazione vera può essere ottenuta applicando la relazione:

$$f_{ct} = \sigma_{Nt} \alpha_{SM}$$

ad una prova di flessione, dove σ_{Nt} è il 50% della resistenza nominale e α_{SM} è il coefficiente di concentrazione degli sforzi per flessione.

Nella teoria di Neuber tale coefficiente dipende anche dalla profondità dell'intaglio. La risposta di una trave in calcestruzzo intagliata, soggetta a flessione è governata sia dal contributo elastico che dal contributo coesivo, prodotto dal trasferimento di sforzi (di risultante R_w) attraverso la superficie della fessura durante la sua propagazione.

Se, in questa fase, si considera la fessura come un intaglio di profondità variabile a facce caricate, risulta che l'elemento centrale della trave che contiene l'intaglio e la fessura, pensato come materiale perfettamente elastico, può essere considerato sottoposto sia al momento flettente dovuto ai carichi esterni (M_e), sia alla risultante degli sforzi coesivi R_w , dove

$$R_w = b \int_0^t \sigma_w dz$$

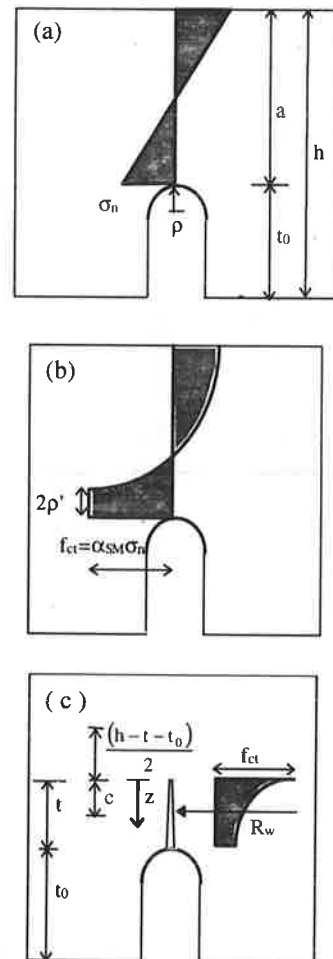


Fig.7 Sforzi nominale (a) ed effettivo (b) per $t=0$ e $M=M_{cr}$; sforzi coesivi (c) per $t>0$

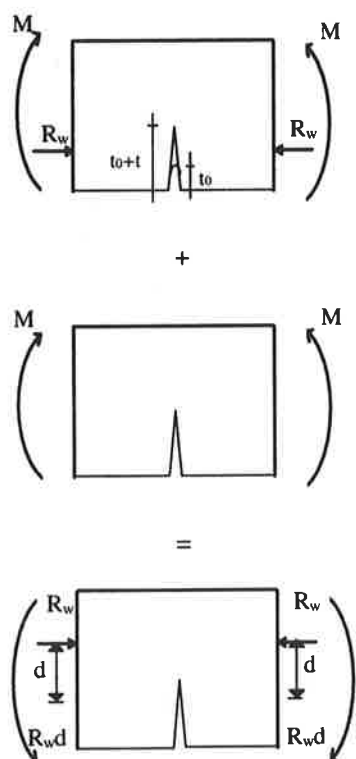


Fig.8 Principio di sovrapposizione degli effetti

La profondità dell'intaglio equivalente così definito (intaglio a punta) è pari alla somma della profondità dell'intaglio già eventualmente esistente (t_0) e della profondità di fessura all'istante considerato (t). Si può così valutare ad ogni istante il fattore di concentrazione degli sforzi per flessione.

Con questo tipo di approccio non è sufficiente soddisfare le equazioni di equilibrio è necessario anche introdurre una condizione di "congruenza generalizzata". Tale condizione è rappresentata da una legge funzionale tra la penetrazione di fessura e l'apertura massima (CMOD).

Come risultato si può ottenere la seguente equivalenza tensionale all'apice della fessura:

$$6M / (ba^2) \alpha_{SM} = R_w / (ba) \alpha_{SC} + 6R_w d / (ba^2) \alpha_{SM} + f_{ct}$$

Per identificare i "migliori" valori dei parametri del materiale si devono confrontare le relazioni funzionali ottenute teoricamente con le corrispondenti sperimentali. Il modello analitico fornisce le seguenti relazioni relative ad una prova di flessione su tre punti: carico-CMOD, penetrazione-apertura di fessura, carico-freccia. Con la corrispondente operazione di "best fitting" si ottengono i risultati riportati in tabella 2.

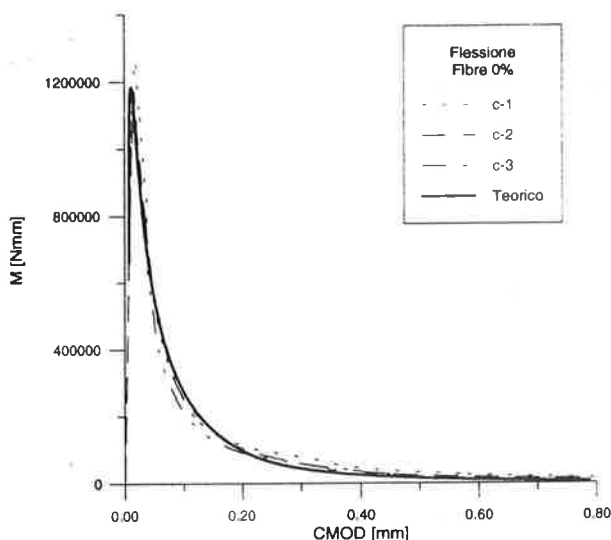


Fig. 9 Risultati sperimentali e teorici: materiale senza fibre

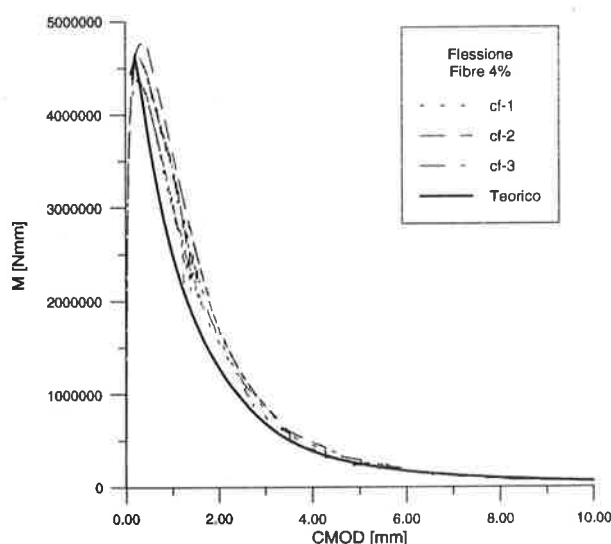


Fig. 10 Risultati sperimentali e teorici: materiale con fibre

Contenuto in fibre	E_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	G_F [N/m]	w_c [mm]	w_u [mm]
0 % in volume	50000	9.4	120	0.2	0.8
4 % in volume	52000	14.7	9000	3	10

Tabella 2 Parametri del materiale

3. SPERIMENTAZIONE SU ELEMENTI STRUTTURALI

Le prove finalizzate alla definizione del mix design ottimale sono state realizzate tutte su elementi di

dimensioni modeste, confezionati in laboratorio, gettati in casseri d'acciaio e vibrati su tavolo vibrante. Passare ad applicazioni strutturali (elementi prefabbricati precompressi realizzati con vibrofinitrice di luce 12m) significa affrontare importanti problemi tecnologici e di conseguenza fornire una corretta valutazione economica di fattibilità. Il mix design ottimale ottenuto dalle prove di laboratorio risulta di costo elevato per le realizzazioni strutturali, in particolare il contenuto di fibre di acciaio, che fornisce elevata duttilità e resistenza, fa lievitare i costi in maniera inaccettabile. Quindi il materiale per l'applicazione è stato scelto con un contenuto in fibre pari all'1% in volume (ϕ 150 μ m e lunghezza 13mm), che sembra rappresentare il miglior compromesso costo-duttilità.

Utilizzando il mix design riportato in tabella 3 sono state realizzate due travi precomprese su pista predisposta per macchina vibrofinitrice, tramite getto ordinario, cassetta e vibratura ad immersione, una in calcestruzzo ordinario (16x20x300cm, $f_c = 46.9$ MPa, Fig.12), e una in calcestruzzo fibrorinforzato (8x20x300cm, $f_c = 81$ MPa, Fig.12). Le travi, entrambe presollecitate con un trefolo 3/8", sono state sottoposte a una prova di flessione su tre punti (con appoggi distanti 290cm). La trave di prova vuole rappresentare un singolo setto di una soletta alveolare da utilizzare per un impalcato da ponte.

[Kg/m ³]		cls con fibre	cls ordinario
aggregati	sabbia	651.82	813.00
	ghiaietto 3/6	651.82	527.00
	ghiaietto 5/10	=	592.00
cemento		694.91	352.00
silica fume		173.64	=
iperfluidificante		46.36	11.70
acqua		200.00	97.00
fibre		77.81	=
a/c		0.288	0.275

Tabella 3 Mix design delle travi

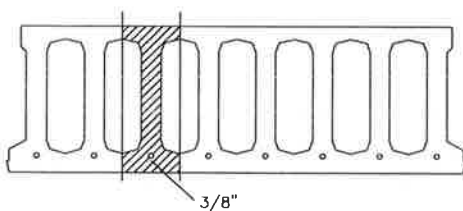


Fig.11 Sezione di un solaio alveolare

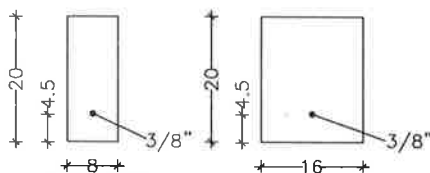


Fig.12 Sezioni delle travi in cls fibrorinforzato e ordinario

Nelle fig.13-14 vengono riportate le curve carico-freccia. Per determinare lo stato deformativo e fessurativo si è ricorsi alla tecnica del moirè per sovrapposizione. Nella trave fibrorinforzata la prima fessura è apparsa in corrispondenza del punto A, dove è evidente la transizione da un comportamento lineare ad un comportamento non lineare (Fig.13). In corrispondenza del punto B è apparsa una seconda fessura. In corrispondenza del punto C l'apertura delle due fessure risultava pari a 0.075 e 0.05 mm, mentre nel punto D era pari a 0.1 e 0.075 mm.

Infine nel punto E (con freccia pari a 4 cm) l'apertura delle fessure era di 0.4 e 0.341 mm (con un carico pari al 75% del carico ultimo teorico, rottura lato acciaio).

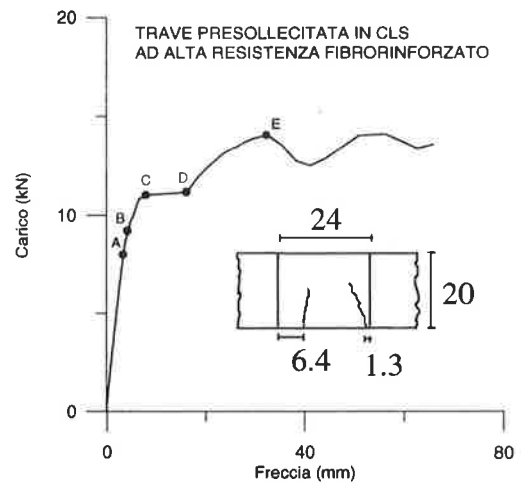


Fig.13 Risultati sperimentali: trave in cls fibrorinforzato

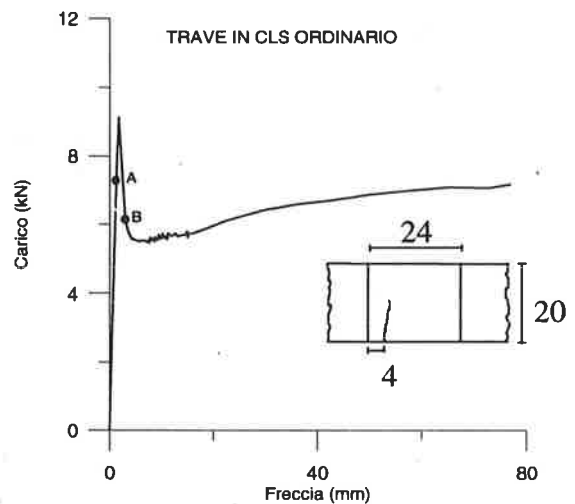


Fig.14 Risultati sperimentali: trave in cls ordinario

Nella trave presollecitata in calcestruzzo ordinario è apparsa un'unica fessura in corrispondenza del punto A (Fig.14). Raggiunto il carico di picco si è registrato un

brusco crollo della capacità portante. In corrispondenza del punto B l'apertura della fessura era di 0.54 mm (con un livello di carico pari al 40% del carico teorico di rottura).

Le fig.15-16, che rappresentano il rientro del trefolo al crescere del carico mostrano un progressivo slittamento di esso per mancanza di aderenza. Appare così evidente che la rottura delle travi si ha per il collasso dell'aderenza trefolo-calcestruzzo.

E' infine importante notare come le due travi raggiungano approssimativamente lo stesso carico alla fine del ramo ascendente lineare (rispettivamente 9.2 KN e 11.2 KN), ma come il comportamento successivo risulti totalmente diverso (Fig. 13-14).

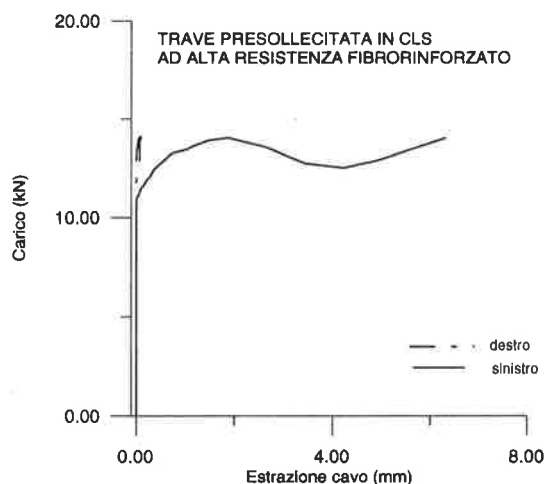


Fig.15 Curva carico-rientro del cavo: trave in cls fibrorinforzato

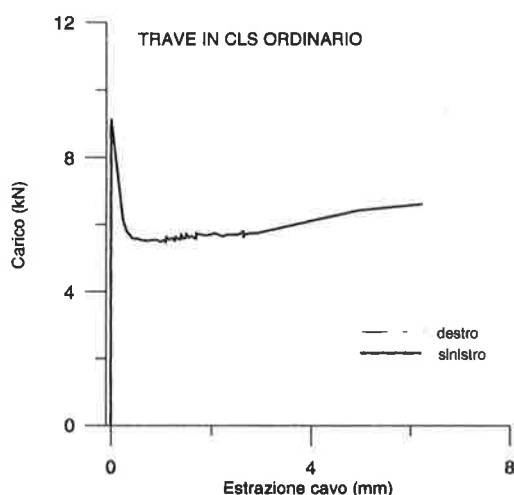


Fig.16 Curva carico-rientro del cavo: trave in cls ordinario

4. CONCLUSIONI

I risultati del presente studio si possono così sintetizzare:

- I microcalcestruzzi ad alta resistenza con aggregati di quarzo di piccolo diametro risultano fragili sia in termini di resistenza a trazione ($f_{ct}/f_c = 1/30$) che in termini di duttilità; nonostante ciò aggiungendo fibre metalliche in quantità pari al 2-4% in volume il materiale incrementa notevolmente la sua resistenza a trazione ($f_{ct}/f_c \cong 1/20$) e la sua duttilità (l'energia di frattura si incrementa da 120 N/m a 9000 N/m).

- Nei calcestruzzi ad alta resistenza analizzati il modulo elastico E_c non è notevolmente influenzato dalla presenza di fibre, per quantità pari al 2-4% in volume si ha un incremento di E_c inferiore al 10%.

Inoltre la differenza dei valori tra il modulo elastico in trazione e in compressione è trascurabile.

- Il rapporto tra la resistenza nominale in flessione e quella in trazione diretta per il calcestruzzo è pari a 1.8 per il calcestruzzo senza fibre e raggiunge il valore di 3.1 con l'aggiunta del 4% di fibre.

- Adottando una speciale procedura i risultati in trazione diretta possono essere depurati da ogni indesiderabile effetto strutturale (disuniformità del calcestruzzo nella sezione intagliata, rotazione dei piatti). Le leggi costitutive (sforzo-deformazione, sforzo-apertura di fessura) sono così identificabili mediante un modello che combina i risultati in trazione diretta e in flessione.

- Dopo la fase elastica il comportamento delle travi di calcestruzzo presollecitate risulta influenzato dalla presenza o meno di fibre. La trave in calcestruzzo ordinario (assenza di fibre) presenta, raggiunto il carico di picco, una ripida caduta seguita da un pianerottolo (-30% del carico al picco), mentre la trave con l'1% in volume di fibre ha un comportamento plastico seguito da un ulteriore incremento della capacità portante (+30%).

Infine è opportuno osservare che gli aspetti tecnologici giocano in questo campo di ricerca un ruolo fondamentale, esiste infatti una netta discrasia tra la produzione di "campioni da laboratorio" e gli elementi strutturali effettivi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BENTUR A. and MINDESS S.- 1990, "Fiber-Reinforced Cementitious Composites", Elsevier Applied Science, London and New York.
- [2] BALAGURU N. and SHAH S. P., 1992, "Fiber-Reinforced Cement Composites", Mc Graw-Hill.
- [3] BACHE H.H., June 1981, "Densified Cement/ Ultrafine Particle-Based Materials", Second

International Conference on Superplasticizers in Concrete, , Ottawa, Canada, CBL Report No. 40, Aalborg Portland, 33 pp.

- [4] VAN MIER J.G.M., STANG H. and RAMAKRISHNAN V., June 11-14, 1995, "Practical structural applications of FRC and HPRCC", Proceedings of the Second International Workshop on "High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites", Ann Arbor, USA, pp. 443-459.
- [5] BIOLZI L., GUERRINI G. and ROSATI G., 1996, "Overall structural behavior of high-strength concrete specimens", Construction and Building Materials, No 128, pp. 1-7.
- [6] NAAMAN A. E., PARAMASIVAM P., BALAZS G., BAYASI Z. M., EIBL J., ERDELYI L., HASSOUN N. M., KRSTULOVIC O. N., LI V. C. and LOHRMANN G., June 11-14, 1995, "Reinforced and prestressed concrete using HPRCC matrices", Proceedings of the Second International Workshop on "High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites", Ann Arbor, USA, pp. 291-347.
- [7] ROSATI G., SCHUMM C. and FERRARA G., 1994, "Evaluation of objective stress-c.o.d. relationship for cracked concrete under tension", US-Europe Workshop on Fracture and Damage in Quasibrittle Structures, E&F Spon, Prague, Czech Republic, pp. 183-190.
- [8] ROSATI G. and SCHUMM C. E., 1991, "An identification procedure of fracture energy in concrete: mathematical modelling and experimental verification", Fracture Processes in Brittle Disordered Materials, RILEM Int. Conf., Noordwijk, The Netherlands, pp. 533-542.
- [9] BIOLZI L., GAMBAROVA P.G., ROSATI G. and SCHUMM C.,E., 1994, "On fracture and size effect in concrete beams", EURO-C 1994 on Computational Modelling of Concrete Structures, March 22-25, Innsbruck, Austria, 1994, pp. 53-62.
- [10] ROSATI G. and SCHUMM C.,E., 1992, "Modelling of the stress intensification at a pointed-notch tip under tension and bending", Studi e Ricerche, V.13, School for the Design of R/C Structures, Milan University of Technology , Milan, Italy, pp. 241-259.

CALCESTRUZZI INNOVATIVI AD ALTISSIME PRESTAZIONI MECCANICHE

*Silvia COLLEPARDI**, *Luigi COPPOLA**, *Roberto TROLI**, *Pasquale ZAFFARONI***
*Mario COLLEPARDI****

*ENCO, Spresiano, (TV)

**MAPEI, Milano, (MI)

*** Dip. di Scienza dei Materiali e della Terra - Facoltà di Ingegneria
 Università di Ancona

SOMMARIO

Il Calcestruzzo a Polvere Reattiva (RPC) originale - in forma di miscela cementizia contenente superfluidificante, fumo di silice, fibre d'acciaio e sabbia quarzosa macinata finissima (150 - 400 μm) - è stato messo a confronto con un RPC nel quale è stato utilizzato anche un aggregato grosso assortito (diametro max 8 mm) in sostituzione della sabbia e/o del legante. In contrasto con il modello proposto dagli inventori dell'RPC, l'introduzione dell' aggregato grosso non riduce la resistenza meccanica a compressione. Sono state eseguite anche prove di ritiro-rigonfiamento, deformazione viscosa e analisi della microstruttura.

SUMMARY

Original Reactive Powder Concrete (RPC) - in form of a superplasticized cement mixture with silica fume, steel fibers and ground fine quartz (150-400 μm) - was studied in comparison with a modified RPC where a well graded coarse aggregate (max size 8 mm) was used to replace the fine sand and/or the cementitious binder. In contrast with the model proposed by the inventors of RPC, the introduction of this aggregate does not reduce the compressive strength. Drying shrinkage, swelling, creep measurements and microstructure observation were also carried out.

1. INTRODUZIONE

I calcestruzzi ad alte prestazioni sono caratterizzati da resistenze a compressione comprese nell'intervallo 60-120 N/mm², ma i più recenti sviluppi di questi materiali, in forma di RPC (Reactive Powder Concrete), prevedono resistenze meccaniche a compressione che possono superare i 200 N/mm².

Il termine *Reactive Powder Concrete* è stato utilizzato per descrivere una miscela di cemento e fumo di silice, additivata con superfluidificante, fibrorinforzata, con rapporto acqua-cemento (*a/c*) molto basso e caratterizzata dalla presenza di una sabbia quarzosa molto fine (0.15 - 0.4 mm) al posto dell'aggregato ordinario [1,2]. In effetti è improprio definire questo materiale un calcestruzzo poiché non contiene aggregato grosso nella miscela cementizia. L'assenza di aggregato grosso veniva considerata dagli inventori dell'RPC un elemento essenziale per la microstruttura e le prestazioni del materiale [1,2] al fine di ridurre l'eterogeneità tra la matrice cementizia e

l'aggregato. Tuttavia, a causa dell'impiego di sabbia finissima al posto dell'aggregato ordinario, la quantità di cemento dell'RPC arriva sino a 900 - 1000 kg/m³. Questo inusuale contenuto di cemento potrebbe incrementare il ritiro da essiccamento e la deformazione viscosa dell'RPC rispetto a quello di un calcestruzzo ordinario con un contenuto di cemento generalmente attorno a 300 - 500 kg/m³.

Il principale obiettivo della presente ricerca è stato quello di modificare l'RPC introducendo nella miscela degli aggregati grossi e quindi di studiare la loro influenza sulle proprietà della miscela cementizia in termini di richiesta d'acqua d'impasto, di resistenza meccanica a compressione e a flessione, di ritiro, di assorbimento e di deformazione viscosa.

Inoltre, rispetto all'originale processo di confezionamento [1] - nel quale vengono anche utilizzati ulteriori trattamenti sofisticati allo scopo di ridurre l'acqua di impasto in eccesso attraverso una compattazione della miscela negli stampi sia prima che durante la presa, o di essiccare il materiale indurito

attraverso un riscaldamento prolungato a temperatura fino a 400°C - nella presente ricerca è stata adottata una tradizionale messa in opera delle miscele fresche mediante vibrazione e processi di stagionatura convenzionali.

2. SPERIMENTAZIONE

2.1 Materiali

E' stato utilizzato, come legante cementizio, un cemento portland privo di C₃A con finezza Blaine 340 m²/kg (Tab. 1), combinato con fumo di silice non addensato di color grigio. I dettagli relativi alla composizione chimica e alle proprietà di questi materiali sono stati già discussi in precedenti lavori [2,3].

Composizione (%) - Proprietà	Cemento Portland	Fumo di Silice
SiO ₂	20.59	98.87
Al ₂ O ₃	3.66	0.01
Fe ₂ O ₃	6.10	0.01
CaO	63.78	0.23
MgO	0.95	0.01
K ₂ O	0.48	0.08
Na ₂ O	0.26	0.00
SO ₃	250	0.23
C ₃ A	0	-
Finezza Blaine (m ² /kg)	340	-
Dimensione media particelle (µm): senza superfluidificante con superfluidificante	- - -	13.87 0.76

Tabella 1 - Composizione e proprietà del cemento portland (Tipo V ASTM o CE I 42.5R in conformità alla ENV 197/1).

In accordo con la composizione originale fornita da Richard e Cheyreyz [1], per confezionare la miscela di RPC è stata utilizzata della sabbia quarzosa macinata fine (0.15 - 0.40 mm) con peso specifico di 2.75 g/cm³. Per la miscela di RPC modificato, invece, è stato impiegato un aggregato naturale ben assortito (diametro massimo: 8 mm e peso specifico 2.75 g/m³) in sostituzione di parte o di tutto il volume di sabbia fine e/o di parte del legante cementizio (cemento + fumo di silice). La Fig. 1 mostra la distribuzione granulometrica della sabbia macinata fine, in accordo con l'RPC originale, e quella dell'aggregato naturale calcareo utilizzato nella presente ricerca in sostituzione della sabbia fine e/o del legante.

Sono state introdotte fibre d'acciaio lunghe 13 mm, con diametro di 0.18 mm e rapporto di aspetto (l/d) pari a 72.

Come superfluidificante è stato impiegato un polimero acrilico (AP), in forma di soluzione acquosa al 30%. Le prestazioni di questo additivo, rispetto agli altri superfluidificanti, sono state già discusse in precedenti pubblicazioni [4, 5].

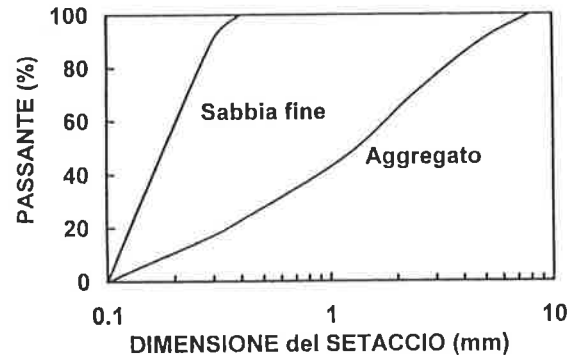


Fig. 1 - Distribuzione granulometrica della sabbia fine usata nell'RPC originale e dell'aggregato utilizzato in sua sostituzione.

2.2 Miscela di calcestruzzo

Sono state realizzate tre serie di miscele di calcestruzzo modificate rispetto alla composizione originale dell'RPC privo di aggregati grossi:

- una serie in cui la quantità di sabbia quarzosa macinata fine (0.15 - 0.40 mm) dell'originale composizione dell'RPC è stata parzialmente o totalmente sostituita con l'aggregato naturale assortito (0 - 8 mm) senza modificare il contenuto di cemento (Tab. 2);
- una serie in cui parte del legante cementizio (cemento + fumo di silice) è stato sostituito dall'aggregato assortito (0 - 8 mm) senza modificare il contenuto di sabbia fine (Tab. 3);

Miscela N.	1 (RPC Originale)	2 (RPC Modificato)	3 (RPC Modificato)
Cemento portland (c)	934 kg/m ³	933 kg/m ³	937 kg/m ³
Fumo di silice (fs)	234 kg/m ³	234 kg/m ³	235 kg/m ³
Sabbia fine (sf)	1030 kg/m ³	539 kg/m ³	--
Aggregato assortito (ag)	--	489 kg/m ³	1031 kg/m ³
Superfluidificante (secco)	12.7 kg/m ³	12.7 kg/m ³	12.7 kg/m ³
Fibre di acciaio	187 kg/m ³	187 kg/m ³	187 kg/m ³
acqua (a)	215 kg/m ³	205 kg/m ³	200 kg/m ³
a/c	0.23	0.22	0.21
a/(c + fs)	0.18	0.17	0.17
sf/(sf + a)	1.00	0.52	0.00
i*/c	1.10	1.10	1.10
Spandimento (mm)	150	150	155

*i = aggregato totale = sf + ag

Tabella 2 - Composizione della miscela di RPC con aggregato assortito (diametro max = 8 mm) in sostituzione della sabbia fine (0.15-0.40 mm).

iii) una serie in cui parte del legante cementizio e tutta la sabbia fine sono stati sostituiti dall'aggregato assortito (Tab. 4).

Miscela N.	4 (RPC Originale)	5 (RPC Modificato)	6 (RPC Modificato)
Cemento portland (c)	934 kg/m ³	843 kg/m ³	754 kg/m ³
Fumo di silice (fs)	234 kg/m ³	211 kg/m ³	189 kg/m ³
Sabbia fine (sf)	1030 kg/m ³	1029 kg/m ³	1035 kg/m ³
Aggregato assortito (ag)	--	109 kg/m ³	217 kg/m ³
Superfluidificante (secco)	12.7 kg/m ³	12.7 kg/m ³	12.8 kg/m ³
Fibre di acciaio	187 kg/m ³	187 kg/m ³	188 kg/m ³
acqua (a)	215 kg/m ³	202 kg/m ³	204 kg/m ³
a/c	0.23	0.24	0.27
a/(c + fs)	0.18	0.19	0.22
sf/(sf + a)	1.00	0.90	0.82
i*/c	1.10	1.47	1.66
Spandimento (mm)	150	150	155

*i = aggregato totale = sf + ag

Tabella 3 - Composizione della miscela di RPC con aggregato assortito in sostituzione di parte del legante cementizio (cemento + fumo di silice).

Miscela N.	7 (RPC Modificato)	8 (RPC Modificato)	9 (RPC Modificato)
Cemento portland (c)	847 kg/m ³	758 kg/m ³	665 kg/m ³
Fumo di silice (fs)	212 kg/m ³	190 kg/m ³	166 kg/m ³
Aggregato assortito (ag)	1146 kg/m ³	1259 kg/m ³	1383 kg/m ³
Superfluidificante (secco)	188 kg/m ³	189 kg/m ³	189 kg/m ³
Fibre di acciaio	12.8 kg/m ³	12.9 kg/m ³	12.9 kg/m ³
acqua (a)	195 kg/m ³	192 kg/m ³	193 kg/m ³
a/c	0.23	0.25	0.29
a/(c + fs)	0.18	0.20	0.23
i*/c	1.35	1.66	2.08
Spandimento (mm)	150	150	150

*i = aggregato totale = ag

Tabella 4 - Composizione della miscela di RPC con aggregato assortito in sostituzione di tutta la sabbia fine e di parte del materiale cementizio.

Per ogni miscela di calcestruzzo, è stata introdotta una opportuna quantità di acqua - compresa quella della soluzione acquosa del superfluidificante - al fine di ottenere lo stesso livello di lavorabilità, corrispondente ad una consistenza fluido-plastica: 150 -155 mm in accordo con il test sul tavolo vibrante modificato già descritto in precedenti lavori [2, 3].

Tutti i provini di calcestruzzo sono stati costipati mediante vibrazione.

2.3 Stagionatura

I provini di calcestruzzo sono stati stagionati in tre differenti condizioni:

- temperatura ambiente (sempre a 20°C);
- maturazione a vapore: 160°C dopo una prestagionatura di 20°C per 6 ore;
- maturazione a vapore ad alta pressione (autoclavaggio): a 160°C dopo una prestagionatura a 20°C per 24 ore.

I dettagli di questi processi di maturazione sono illustrati in Fig. 2.

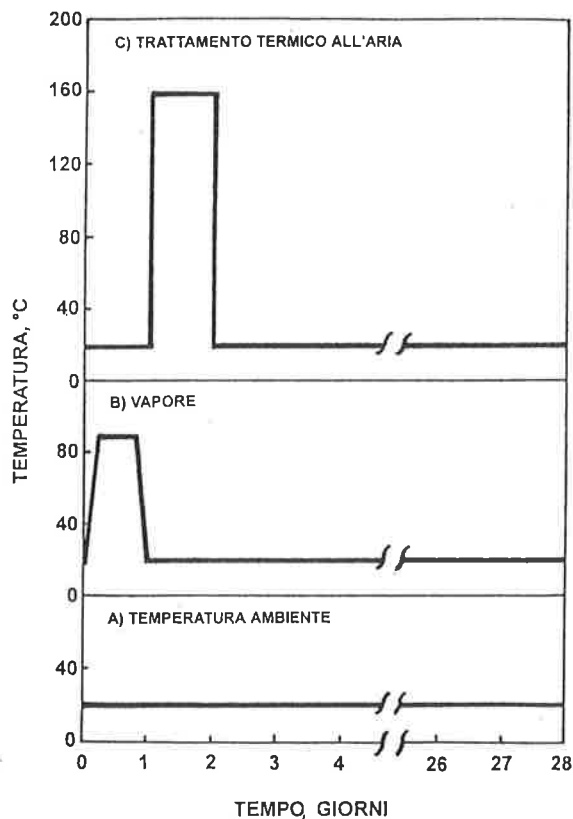


Fig. 2 - Temperatura in funzione del tempo per le tre condizioni di stagionatura.

2.3.1 Miscele di calcestruzzo

Sui provini di calcestruzzo indurito sono state misurate le seguenti proprietà:

- resistenza meccanica a compressione su provini cubici (40 mm);
- osservazione della microstruttura mediante analisi al microscopio elettronico;
- resistenza meccanica a flessione e curve carico-deflessione su travetti 150x150x600mm sottoposti a prove di flessione con doppio carico simmetrico;
- resistenza meccanica a flessione sotto un solo carico centrale su provini prismatici (40x40x160 mm);
- misura dell'aderenza acciaio-calcestruzzo valutata attraverso una prova di pull-out su barre di acciaio

(diametro 20 mm) immerse per 100 mm in un provino cubico con 200 mm di lato;

- ritiro (U.R. 65%) e rigonfiamento (sott'acqua) su provini prismatici (50x50x250 mm);
- modulo di elasticità e deformazione viscosa su provini cilindrici (diametro di 60 o 120 mm e altezza/diametro pari a 2) sotto tensioni di 13.3 e 53.0 MPa.

3. RISULTATI

Nel seguito vengono analizzati e discussi i risultati ottenuti dalle prove sperimentali.

3.1 Resistenza meccanica a compressione

La Fig. 3 mostra la resistenza meccanica a compressione dell'RPC "originale" con sola sabbia quarzosa macinata fine (Miscela n° 1 nella Tab. 2) rispetto a quella dell'RPC modificato nella quale la sabbia fine è stata sostituita parzialmente o totalmente dall'aggregato assortito con diametro massimo di 8 mm (Miscela n° 2 e 3 rispettivamente). Come di può notare è stato registrato un modesto incremento di resistenza quando la sabbia fine quarzosa (Miscela n°1 in Fig. 3) è stata sostituita con l'aggregato naturale assortito più grosso (Miscela n°2 e 3 in Fig. 3) in seguito alla leggera diminuzione del rapporto a/c (Tab. 2). La resistenza a compressione a 28 giorni è stata di circa 160 - 180 MPa per i provini maturati in autoclave a 160°C.

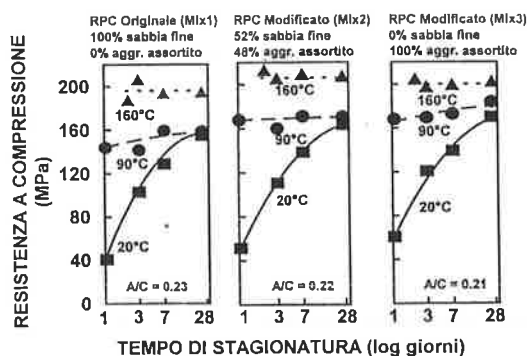


Fig. 3 - Resistenza a compressione in funzione del tempo di maturazione per le Miscele n° 1, 2 e 3 (Tab. 2): influenza della sostituzione di sabbia fine con l'aggregato grosso assortito (0-8 mm).

I risultati della resistenza a compressione della presente ricerca non confermano, quindi, il ruolo benefico giocato dalla sabbia finissima rispetto all'aggregato più grosso, come sostenuto, invece, da Richard e Cheyrezy [1,2].

La Fig. 4 mostra l'influenza sulla resistenza a compressione dell'aggregato grosso assortito sostituito a parte del cemento portland e del fumo di silice: in seguito alla riduzione del materiale cementizio, il valore di a/c e di $a/(c+fs)$ è cresciuto leggermente utilizzando l'aggregato assortito (Tab. 3) e, conseguentemente, la resistenza a compressione dell'RPC modificato (Miscela n° 5 e 6 in Figura 4) è stata leggermente inferiore rispetto a quella dell'RPC originale (Miscela n°4 in Fig. 4).

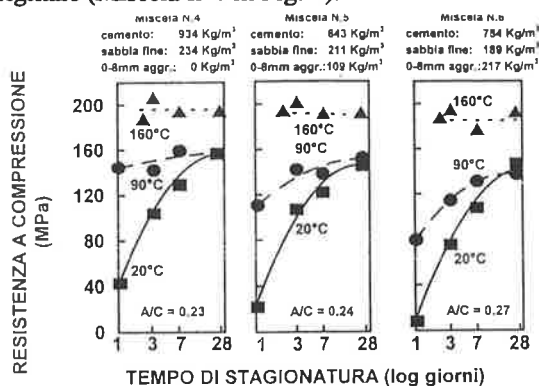


Fig. 4 - Resistenza a compressione in funzione del tempo per le Miscele n° 4, 5 e 6 (Tab. 3): influenza della sostituzione di cemento, fumo di silice e sabbia fine con l'aggregato grosso assortito (0-8 mm).

La Fig. 5 mostra la resistenza a compressione delle miscele di RPC modificato, tutte senza sabbia macinata finissima e con una quantità ridotta di cemento e di fumo di silice (Miscela n° 7, 8 e 9 della Tab. 4) rispetto a quella dell'RPC originale (Miscela n° 1 della Tab. 2). In seguito all'incremento del rapporto acqua-cemento e del rapporto acqua-legante (Tab. 2 e 4), la resistenza a compressione decresce incrementando il rapporto aggregato-cemento da 1.10 (RPC originale) a 1.35-2.08 (RPC modificato).

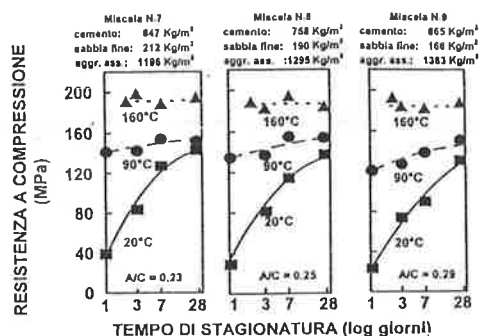


Fig. 5 - Resistenza a compressione in funzione del tempo di stagionatura per le Miscele n° 7, 8 e 9 (Tab. 4): sostituzione del legante cementizio con l'aggregato grosso assortito in assenza di sabbia macinata fine.

Tuttavia, la riduzione della resistenza a compressione dei provini autoclavati a 160°C è stata trascurabile rispetto a quella registrata per i provini maturati alle basse temperature (20°C o 90°C).

3.2 Analisi della microstruttura

Al fine di comprendere il ruolo giocato dal processo di maturazione nel determinare le prestazioni del materiale, è stata studiata la microstruttura dell'*RPC* attraverso l'analisi al microscopio ottico a scansione (SEM). Per facilitare l'osservazione della pasta di cemento, sono stati confezionati provini senza fibre di acciaio. La Fig. 6 mostra le tipiche superfici di frattura di un *RPC* maturato a 20°C, maturato a vapore a 90°C o autoclavato a 160°C. Tutti i provini sono stati analizzati dopo 7 giorni dal confezionamento.

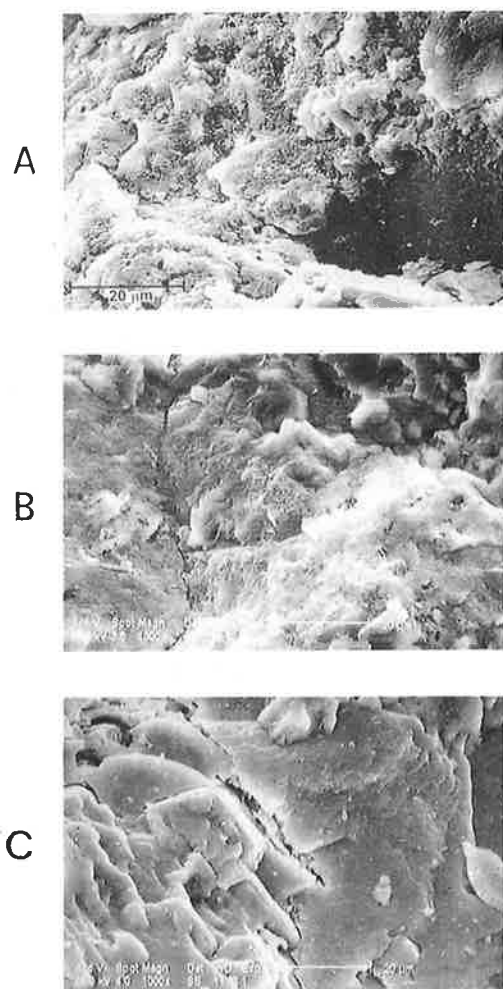


Fig. 6 - Scansione al microscopio elettronico di provini stagionati a 7 giorni in assenza di fibre di acciaio. A: stagionatura a 20°C; B: stagionatura a vapore a 90°C; C: stagionatura in autoclave a 160°C.

La microstruttura dei provini autoclavati (Fig. 6C) è molto più densa rispetto a quella dell'*RPC* maturato a vapore a 90°C (Fig. 6B) e questa, a sua volta, appare un po' meno porosa rispetto al materiale maturato a 20°C (Fig. 6A).

3.3 Resistenza meccanica a flessione

La Tab. 5 mostra l'influenza dell'aggregato grosso sulla resistenza meccanica a flessione rispetto all'*RPC* originario (Miscela n°1); quando la sabbia macinata fine è stata sostituita con l'aggregato più grosso (Miscela n°3), si registra una riduzione nella resistenza. Questo effetto è stato particolarmente significativo quando parte del legante cementizio e tutta la sabbia fine sono stati sostituiti dall'aggregato grosso assortito (Miscela n°8).

La resistenza a flessione misurata su travetti di dimensioni maggiori (150x150x600mm), sottoposti ad un doppio carico simmetrico, è stata significativamente più bassa di quella valutata su provini più piccoli (40x40x160mm) sottoposti ad un carico centrale. Questo risultato è in accordo con quelli pubblicati in letteratura [6]. I risultati di resistenza a flessione (25-60 MPa) sull'*RPC* messo a punto da Richard e Cheyrezy (1) - ottenuti con una prova sotto carico centrale con provini relativamente piccoli (40-70mm) - sono in buon accordo con quelli della presente ricerca ottenuti su provini di dimensioni simili (40 mm).

3.4 Curve carico - deformazione

La Fig. 7 mostra la curva carico-deflessione delle travi sottoposte ad uno sforzo di flessione per l'*RPC* originale (Miscela n°1) e per l'*RPC* modificato (Miscela n°3 ed 8).

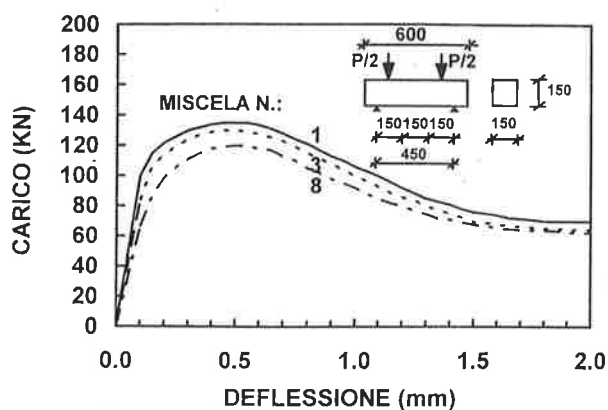


Fig. 7 - Curva carico-deflessione per le Miscele n° 1, e 8 a 7 giorni dopo stagionatura a vapore (Tab. 2 e 4).

Miscela N.	1			3			8		
Cemento portland (kg/m ³)	930			937			758		
Fumo di silice (kg/m ³)	232			235			190		
Sabbia fina (kg/m ³)	1024			-			-		
Aggregato assortito (kg/m ³)	-			1031			1259		
a/c	0.22			0.21			0.25		
Stagionatura (temperatura max)	20°C	90°C	160°C	20°C	90°C	160°C	20°C	90°C	160°C
Resistenza a flessione (MPa) a:	Prove con due punti di carico su travetti 150x150x600 mm								
- 3 giorni	16.7	23.9	22.5	17.8	16.6	20.6	10.9	18.2	18.4
- 7 giorni	19.6	18.5	19.1	21.9	18.1	19.0	13.8	18.1	18.6
- 28 giorni	20.5	20.2	20.1	20.1	21.0	21.6	16.1	18.0	17.9
Resistenza a flessione (MPa) a:	Prove con carico centrale su provini 40x40x160 mm								
- 3 giorni	39.6	42.4	59.7	30.7	37.4	40.1	30.2	35.6	38.5
- 7 giorni	43.8	43.1	57.7	34.9	38.9	41.1	36.8	36.7	38.6
- 28 giorni	45.7	48.3	60.1	35.5	40.6	40.7	38.7	38.3	39.6
Aderenza all'acciaio (MPa)	28.4			37.9*			32.2*		

* rottura della barra di acciaio sottoposta a trazione

Tabella 5 - Resistenza a flessione: influenza della sostituzione del legante cementizio (cemento + fumo di silice) e della sabbia fine con l'aggregato grosso assortito (0-8 mm).

La sostituzione della sabbia fine dell'*RPC* originale (Miscela n°1) con l'aggregato assortito (Miscela n°3) determina una modesta variazione della curva di carico-deflessione. Un'ulteriore diminuzione del materiale cementizio (Miscela n°8) riduce l'area al di sotto della curva carico-deflessione e quindi la tenacità del materiale.

3.5 Aderenza

La Tab. 5 mostra che l'aderenza acciaio-calcestruzzo, misurata a 28 giorni su provini maturati a 20°C, è molto più alta nell'*RPC* modificato con gli aggregati grossi che in quello originale. Ciò potrebbe essere ascritto all'effetto di ingranamento tra gli aggregati grossi e le armature di acciaio, grazie al quale aumenta lo sforzo richiesto per estrarre la barra del calcestruzzo.

3.6 Ritiro igrometrico-rigonfiamento

Le miscele di *RPC* originale e modificato, dopo una stagionatura di 7 giorni, sono state esposte per 30 giorni all'aria con una U.R. del 65% e quindi immerse in acqua (Fig. 8). In contrasto con quanto accade per i calcestruzzi ordinari, non vi è alcun cambiamento significativo nel comportamento di ritiro-rigonfiamento in funzione del rapporto aggregato-cemento degli *RPC* esaminati.

Questo può essere attribuito alla microstruttura molto densa della matrice cementizia di questi materiali. Inoltre, sia il ritiro che il rigonfiamento, indipendentemente dalla composizione della miscela, sono risultati più bassi con la stagionatura a vapore e specialmente nei provini

autoclavati rispetto a quelli maturati alla temperatura ambiente.

Il ritiro dell' *RPC* originale e modificato, stagionato per 7 giorni alla temperatura ambiente, è stato di circa $600 \cdot 10^{-6}$ dopo un mese di esposizione all'aria (65% U.R.). La variazione dimensionale per le miscele autoclavate è stata significativamente più bassa - circa 10 volte minore - di quella del corrispondente materiale maturato alla temperatura ambiente. Questo risultato è in accordo sia con la densificazione microstrutturale prodotta dalla maturazione in autoclave a 160°C (Fig. 6) sia con i dati disponibili in letteratura [6].

D'altra parte, la riduzione del ritiro dell'*RPC* maturato a vapore (90°C) rispetto al corrispondente materiale maturato alla temperatura ambiente è suffragato dall'osservazione SEM riportata nel seguente lavoro (Fig. 6), ma non è confermata da altri dati pubblicati [6]. Inoltre, alcune misure di assorbimento preliminari - non illustrate nel seguente lavoro - indicano che gli *RPC* maturati a vapore a 90°C sono meno porosi dei corrispondenti materiali maturati alla temperatura ambiente. Questa caratteristica potrebbe giustificare le differenze di ritiro e di assorbimento fra l'*RPC* maturato alla temperatura ambiente e quello stagionato a vapore a 90°C.

3.7 Modulo di elasticità e deformazione viscosa

La Fig. 9 mostra la deformazione viscosa sotto una tensione di compressione costante di 13.3 o 53 MPa dell'*RPC* originale (Miscela n°1) e dell'*RPC* modificato con l'aggregato assortito in sostituzione di tutta la sabbia fine (Miscela n°3) o in sostituzione di

parte del legante cementizio e di tutta la sabbia fine (Miscela n°8).

Tutti i provini sono stati stagionati a vapore a 90°C e sottoposti al carico di compressione a 7 giorni in un ambiente con U.R. del 65%. Al momento dell'applicazione del carico la resistenza a compressione era compresa tra 150 e 160 MPa.

Per tutte e tre le miscele, è stato calcolato un modulo di elasticità di circa 40 GPa, valore più basso di quello registrato da Richard e Cheyrezy (56 - 60 GPa) per un RPC con una resistenza a compressione di 200 MPa [1].

La deformazione viscosa dei provini di RPC maturati a vapore e sottoposti ad una tensione costante di 13.3 MPa (e quindi con un rapporto tensione-resistenza di circa 0.09) è molto più bassa di quella di un calcestruzzo ordinario con una resistenza a compressione di 30-40 MPa [6]. La deformazione viscosa dei provini di RPC sotto la tensione di 53 MPa (e quindi con un rapporto tensione-resistenza di 1/3 al momento del carico) risulta, ovviamente, più alta. Tuttavia, indipendentemente dal rapporto tensione-resistenza e dal rapporto aggregato-cemento dell'RPC originale e modificato, la deformazione totale specifica (deformazione viscosa ultima + deformazione elastica) è stata di $35 \cdot 10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$, quindi, pari a circa 1/3 della deformazione totale specifica di un calcestruzzo ordinario [6].

Altre prove indicano che, rispetto ad un calcestruzzo ordinario la deformazione viscosa specifica degli RPC autoclavati è sempre più bassa, mentre quella dell'RPC maturato alla temperatura ambiente è dello stesso ordine di grandezza.

4. CONCLUSIONI

La sostituzione della sabbia quarzosa (0.15 - 0.40 mm) con un uguale volume di aggregato grosso naturale ben assortito (diametro massimo: 8 mm) non modifica la resistenza a compressione dell'RPC a parità di rapporto acqua-cemento. Questi risultati non sono in accordo con i modelli proposti da Richard e Cheyrezy poiché essi attribuiscono gli elevati valori di resistenza a compressione dell'RPC ad una migliore omogeneità della miscela determinata dall'assenza di aggregato grosso.

Quando l'aggregato grosso sostituisce tutta la sabbia fine e parte del legante cementizio (cemento e fumo di silice), a pari lavorabilità, vi è un incremento del rapporto acqua-cemento a causa della riduzione del contenuto di cemento e conseguentemente, una corrispondente diminuzione nella resistenza meccanica a compressione.

La resistenza meccanica a flessione è più bassa quando l'aggregato grosso assortito sostituisce tutta la sabbia finissima. Questo effetto potrebbe essere ascrivito ad una migliore omogeneità quando è presente solo la sabbia finissima, e quindi ad un legame più efficace tra matrice cementizia e aggregato sotto gli sforzi di taglio prodotti nella prova a flessione.

In presenza di aggregato grosso l'aderenza acciaio-calcestruzzo aumenta rispetto all'RPC originale. Questo effetto può essere ascrivito all'ingranamento che si sviluppa tra gli aggregati grossi e le barre di armatura ad aderenza migliorata.

La maturazione a vapore a 90°C, e specialmente quella ad alta pressione a 160°C, garantiscono una migliore prestazione dell'RPC - in termini di maggiore resistenza meccanica, minor ritiro da essiccamento e deformazione viscosa - rispetto alla maturazione a temperatura ambiente. Quest'incremento nelle prestazioni è attribuibile alla microstruttura più densa della matrice cementizia.

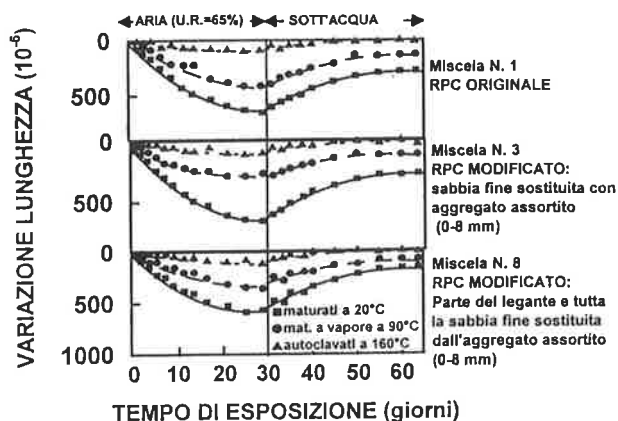


Fig. 8 - Variazione di lunghezza di provini esposti all'aria e quindi immersi in acqua dopo 7 giorni di stagionatura.

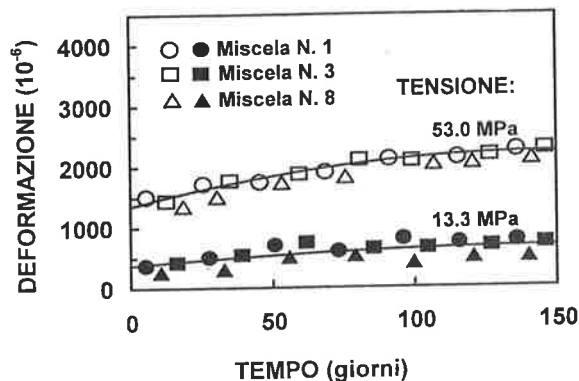


Fig. 9 - Deformazione viscosa di provini in calcestruzzo maturati a vapore a 90°C e

5. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano Alessandra Galletti e Mara Meneghel per il lavoro di preparazione del testo e delle figure.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Richard, P. and Cheyrezy, M.H., 1994, "Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength", *Concrete Technology: Past, Present, and Future*, Proceedings of the V. Mohan Malhotra Symposium, ACI SP-144, San Francisco, Editor: P.K. Mehta, pp. 507-518.
- [2] Coppola, L., Troli, R., Collepardi, S., Borsoi, A., Cerulli, T., and Collepardi, M., 1996, "Innovative Cementitious Materials. From HPC to RPC. Part II. The Effect of Cement and Silica Fume Type on the Compressive Strength of Reactive Powder Concrete", *L'Industria Italiana del Cemento*, 707, pp. 112-115.
- [3] Coppola, L., Cerulli, T., Troli, R., and Collepardi, M., 1996, "The Influence of Raw Materials on Performance of Reactive Powder Concrete", *International Conference on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures*, Florianopolis, pp. 502-513.
- [4] Cerulli, T., Collepardi, M., Coppola, L., Ferrari, G., Pistolesi, C., Queck, F. and Zaffaroni, P., 1993, "Zero Slump-Loss Superplasticized Concrete", *18th Conference on Our World in Concrete & Structures*, Singapore, pp. 73-79.
- [5] Collepardi, M., 1994, "Superplasticizers and Air Entraining Agents: State of the Art and Future Needs", *Concrete Technology: Past, Present, and Future*, Proceedings of the V. Mohan Malhotra Symposium, ACI SP-144, San Francisco, Editor: P.K. Mehta, pp. 399-416.
- [6] Neville, A.M., 1995, "Properties of Concrete", Fourth Edition, Editor: Longman Group Limited, Essex, England, p. 844.

INDAGINE SPERIMENTALE E MODELLAZIONE TEORICA DEL COMPORTAMENTO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATI CON BARRE IN A.F.R.P.

Piero CONTINI (*), Pier Giorgio DEBERNARDI (*), Gabriele Maria TECCI (**)

(*) Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Torino

(**) Ingegnere civile

SOMMARIO

L'impiego delle barre in A.F.R.P. consente di risolvere i problemi di corrosione delle armature. Tale materiale presenta elevate caratteristiche di resistenza, basso modulo elastico e assenza di comportamento plastico. La loro principale utilizzazione riguarda le strutture precomprese e, per alcuni casi specifici, le strutture in calcestruzzo armato ordinario. In questo ambito è stata condotta una campagna sperimentale su travi isostatiche ed iperstatiche, queste ultime anche in presenza di cedimenti vincolari. I risultati sperimentali sono stati confrontati con una modellazione teorica.

SUMMARY

The use of A.F.R.P. bars makes it possible to obviate the problems of corrosion associated with steel reinforcement. The salient properties of this material are: high strength, low elastic modulus and absence of plastic behaviour. A.F.R.P. bars are mainly used in prestressed structures and, in some specific instances, they are also adopted for ordinary reinforced concrete structures. A testing campaign has been conducted on statically determinate and indeterminate R.C. beams and the latter have also been tested in the presence of settlements at restraints. The test results have been compared with those obtained from theoretical modelling.

1. INTRODUZIONE

Uno dei requisiti esigenziali delle strutture in calcestruzzo armato è la durabilità, in quanto essa coinvolge sia la sicurezza che la conservazione nel tempo delle caratteristiche strutturali. La soluzione di tale problema può essere ricercata sia operando sul calcestruzzo (minor porosità, maggior ricoprimento delle armature, controllo della fessurazione, ecc.), sia impiegando armature poco sensibili alla corrosione (acciaio inossidabile, materiali compositi). Fra questi ultimi si collocano le barre in A.F.R.P. (*Aramidic Fiber Reinforced Plastic*), costituite da fibre aramidiche immerse in una matrice di resina epossidica o vinilestere. La limitazione alla loro adozione è dovuta soprattutto all'elevato costo del prodotto, al basso modulo elastico e all'assenza di duttilità. Peraltro l'elevata resistenza a trazione suggerisce un migliore impiego nell'ambito delle strutture precomprese.

Purtuttavia in presenza di particolari ambienti aggressivi, tali materiali possono utilmente essere impiegati anche come armature non presollecitate, al posto delle armature ordinarie in acciaio tradizionali. In questo caso è necessario controllare il comportamento duttile della struttura, in particolare la capacità di segnalare l'approssimarsi del collasso attraverso la manifestazione di grandi deformazioni, e inoltre verificare che in esercizio le inflessioni non compromettano la funzionalità dell'elemento strutturale.

È stata pertanto condotta una campagna sperimentale mirata all'approfondimento delle conoscenze delle caratteristiche meccaniche delle barre e del comportamento di travi in c.a.o., sia isostatiche che iperstatiche, queste ultime anche in presenza di deformazioni impresse (cedimenti vincolari), armate con barre in A.F.R.P.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

La ricerca si è articolata nelle seguenti fasi:

- prove sui materiali (barre in A.F.R.P., conglomerato cementizio, aderenza);
- prove su travi semplicemente appoggiate;
- prove su travi continue su tre appoggi.

2.1 Prove sui materiali

2.1.1 Barre in A.F.R.P.

Preliminarmente si è proceduto alla determinazione della legge costitutiva del materiale. I diagrammi tensione-deformazione, determinati per barre di diametro 7.5 mm e 10 mm, sono rappresentati in Fig.1a e in Fig.1b. La Tab.1 riassume i valori medi della resistenza, della deformazione a rottura e del modulo elastico, determinati su 10 saggi di diametro 10 mm e su 14 saggi di diametro 7.5 mm.

Diametro della barra [mm]	Deformazione a rottura [%]	Resistenza a rottura [N/mm ²]	Modulo elastico [N/mm ²]
7.5	2.32	1502	64243
10	2.34	1460	62980

Tab.1: Parametri meccanici medi assunti per le barre

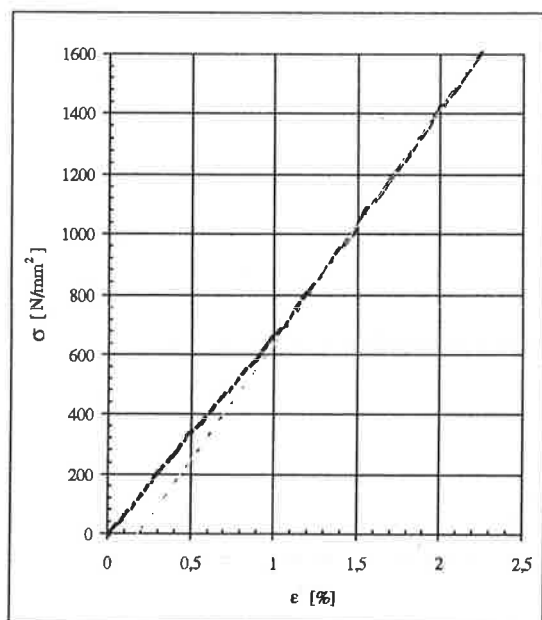


Fig.1a: Diagramma tensione-deformazione per barre $\phi 7.5$ mm

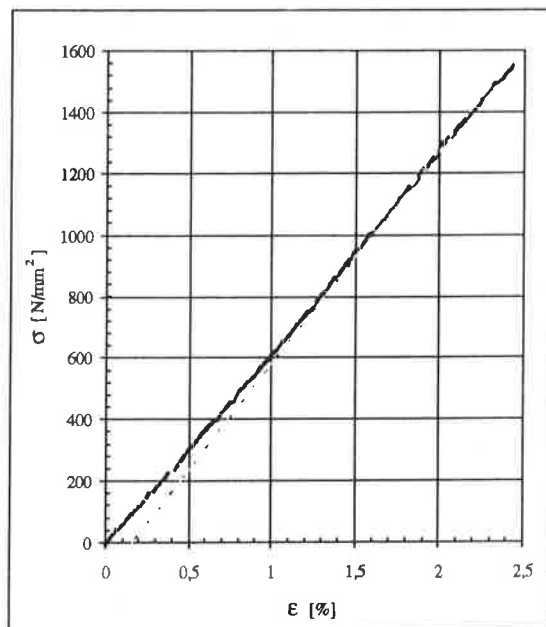


Fig.1b: Diagramma tensione-deformazione per barre $\phi 10$ mm

L'interpretazione dei risultati consente di fare le seguenti osservazioni:

- la resistenza a trazione delle barre è circa doppia di quella degli acciai per c.a.o.;
- la resistenza delle barre $\phi 10$ mm risulta essere del 2.9% inferiore a quella delle barre $\phi 7.5$ mm;
- il modulo delle barre $\phi 10$ mm risulta essere del 2.1% inferiore a quello delle barre $\phi 7.5$ mm;
- in corrispondenza di una tensione di circa 800 N/mm² si manifesta per entrambi i diametri un cambio di pendenza del diagramma σ - ϵ con un corrispondente incremento del modulo elastico tangente, che da un valore di 59 kN/mm² sale a circa 64 kN/mm².

2.1.2 Calcestruzzo impiegato nel confezionamento delle travi

Le prove di compressione su 40 cubi di calcestruzzo di spigolo 15 cm, hanno evidenziato una resistenza caratteristica di 35 N/mm².

Il valore medio del modulo elastico, ricavato operando su 10 prismi di calcestruzzo aventi base quadrata di 10 cm di lato e alti circa 43 cm, è risultato essere pari a 29250 N/mm².

2.1.3 Aderenza tra le barre in A.F.R.P ed il calcestruzzo

L'aderenza è stata determinata mediante prove di pull-out eseguite secondo le norme RILEM [8].

I risultati della sperimentazione, ottenuti testando 4 saggi sia per le barre $\phi 7.5$ mm che per le barre $\phi 10$ mm e rappresentati tramite diagrammi tensione media di aderenza-scorrimento, sono riportati in Fig.2a ed in Fig.2b.

Dall'analisi di tali grafici si desume che i valori medi della tensione massima di aderenza sono rispettivamente di 9.2 N/mm^2 per le barre $\phi 7.5$ mm e di 7.4 N/mm^2 per le barre $\phi 10$ mm.

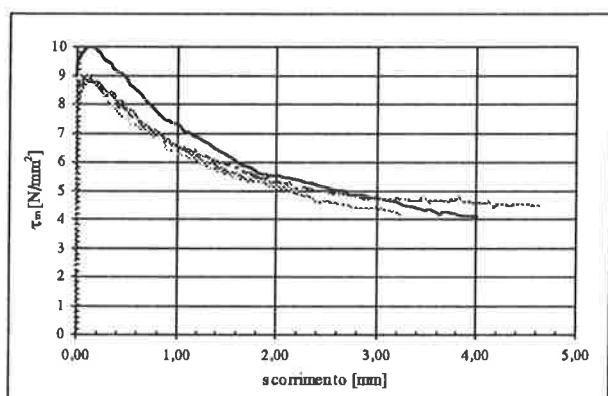


Fig.2a: Diagramma τ_{media} -scorrimento per barre $\phi 7.5$ mm

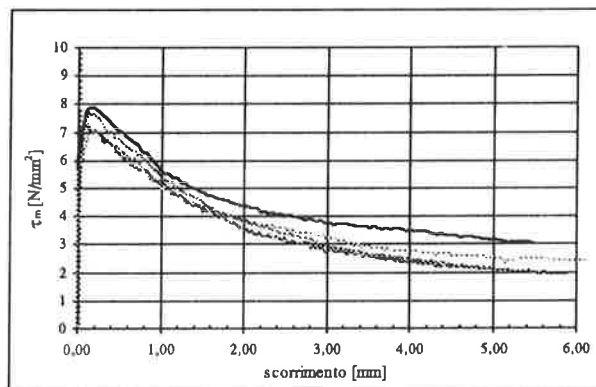


Fig.2b: Diagramma τ_{media} -scorrimento per barre $\phi 10$ mm

2.2 Prove su travi semplicemente appoggiate

La sperimentazione è stata mirata alla valutazione dell'apertura delle fessure e dell'inflessione per il carico di esercizio, e inoltre al comportamento della struttura fino a rottura. Le travi avevano sezione rettangolare (200mm di base e 300mm di altezza), luce netta tra gli appoggi 4 metri, armatura superiore costituita da due barre $\phi 7.5$ mm, staffe in acciaio FeB44k $\phi 8$ mm e passo 150 mm. In corrispondenza delle zone di ancoraggio sono state alloggiare tre staffe ravvicinate per migliorare l'ancoraggio delle barre longitudinali.

L'armatura inferiore adottata è indicata nella Tab.2 seguente.

Trave	Armatura inferiore	Condizione di carico	Momento di rottura [kN·m]		Freccie in mezzzeria [mm]			Apertura fessure [mm]
			sperim.	teorico	sper. (P_U)	sper. (P_E)	teor. (P_E)	
1	2 $\phi 10$	a	58.13	51.31	150	62	59	1.52
2	2 $\phi 10$	a	59.06		147	63	59	
3	2 $\phi 10$	b	55.05		183	76	68	
4	2 $\phi 10$	b	51.75		178	82	68	
5	4 $\phi 10$	a	83.10	68.75	140	49	52	0.81
6	4 $\phi 10$	a	76.61		119	48	52	
7	4 $\phi 10$	b	72.48		144	56	56	
8	4 $\phi 10$	b	71.60		143	59	56	
9	6 $\phi 10$	a	86.82	81.38	97	40	43	0.70
10	6 $\phi 10$	a	97.10		113	41	43	
11	6 $\phi 10$	b	82.92		121	48	46	
12	6 $\phi 10$	b	88.42		130	49	46	

Tab.2: Risultati delle prove sulle travi in semplice appoggio.

Le condizioni di carico sono state:

- carico concentrato in mezzeria;
- due carichi concentrati simmetrici rispetto alla mezzeria, mutuamente distanti 1200mm.

La sperimentazione è stata condotta con apparecchiatura MTS in controllo di spostamento. La misura delle deformazioni è stata eseguita mediante una doppia serie di 9 estensimetri potenziometrici rispettivamente disposti in corrispondenza dell'estradosso e dell'intradosso, la misura degli spostamenti è stata effettuata mediante due trasduttori (due sugli appoggi e uno in mezzeria).

La Tab.2 inoltre riporta i valori sperimentali e teorici dei momenti di rottura, le inflessioni in mezzeria per il carico ultimo sperimentale P_u e per un carico P_e corrispondente al 50% del carico teorico di rottura, e infine la media delle aperture massime delle fessure per il carico P_e .

I valori delle frecce teoriche sono stati calcolati, in accordo con l'Eurocodice 2, come descritto nel paragrafo 3 seguente.

2.3 Prove su travi continue a due campate

La sperimentazione è stata mirata ad indagare il comportamento in esercizio, come per le travi in semplice appoggio, e inoltre alla valutazione della capacità di redistribuzione delle sollecitazioni in presenza di carichi applicati e di cedimenti vincolari di diversa entità in corrispondenza dell'appoggio centrale.

L'indagine è stata condotta su quattro travi continue a due campate di luce uguale e pari a 3.5 m. La sezione trasversale rettangolare aveva base di 200 mm e altezza di 300 mm, armatura superiore in corrispondenza dell'appoggio intermedio costituita da quattro barre $\phi 10$ mm, armatura in campata sempre costituita da quattro barre $\phi 10$ mm, staffe in acciaio FeB44k $\phi 8$ mm e passo 150mm (anche in queste travi in corrispondenza delle zone di ancoraggio sono state disposte tre staffe ravvicinate per migliorare l'ancoraggio delle barre longitudinali).

La condizione di carico prevista consisteva in due coppie di carichi concentrati di pari valore e disposti simmetricamente rispetto alla mezzeria di ciascuna campata, mutuamente distanti 1000 mm. Anche in questo caso la sperimentazione è stata condotta con apparecchiatura MTS in controllo di spostamento.

La misura delle deformazioni è stata effettuata mediante una serie di cinque coppie di estensimetri, disposti sia all'estradosso che all'intradosso e in corrispondenza delle due campate e dell'appoggio centrale. Sono stati inoltre disposti cinque trasduttori per la misura degli spostamenti (tre sugli appoggi e due in ciascuna campata). Nella Fig.3 seguente si riporta lo schema indicante la disposizione degli strumenti di misura e dei carichi applicati.

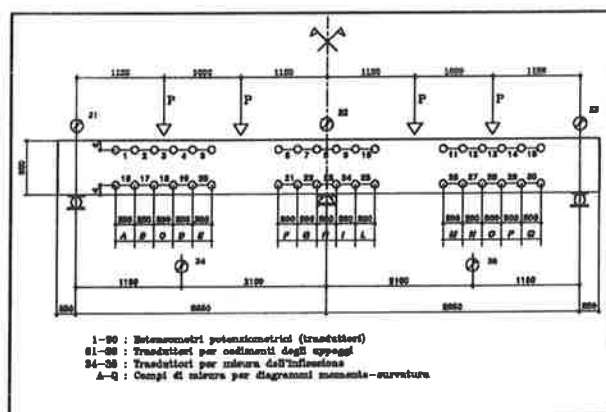


Fig.3: Disposizione strumenti e carichi

L'imposizione del cedimento vincolare dell'appoggio centrale è stata ottenuta applicando un carico crescente sulla trave in condizione di semplice appoggio sui vincoli di estremità fino al valore voluto del cedimento; successivamente si è posizionato il vincolo centrale ed il carico è stato incrementato sino a rottura. Nella Tab.3 sono riassunti, per ciascuna trave, i valori sperimentali di carico massimo, momento in campata e sugli appoggi, e spostamento in campata in corrispondenza del carico massimo.

Trave	Cedimento appoggio centrale [mm]	Carico massimo [mm]	Momento in campata per il carico massimo [kNm]	Momento sull'appoggio centrale per il carico massimo [kNm]	Spostamento in campata per il carico massimo [mm]
1	0	198.60	41.12	-54.40	37.4
2	69	231.82	47.72	-70.91	75.2
3	65	273.64	51.99	-73.78	96.1
4	81	235.94	55.85	-41.84	56.7

Tab.3: Valori sperimentali sulle travi continue

3 MODELLAZIONE TEORICA E CONFRONTO CON I VALORI SPERIMENTALI

I risultati sperimentali sono stati confrontati con una modellazione teorica basata sulle leggi costitutive dei materiali determinate sperimentalmente e secondo la formulazione proposta dal Model Code 90.

3.1 Leggi costitutive dei materiali impiegati

Per il calcestruzzo si è assunta la relazione σ - ϵ fornita dal Model Code 90 con una resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = 35 \text{ N/mm}^2$ e una resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3.2 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico $E_{cm} = 29000 \text{ N/mm}^2$, deformazione per la tensione massima $\epsilon_{c1} = -0.0022$.

Relativamente alle armature in fibra aramidica si è assunta la legge bilineare caratterizzata dal modulo elastico $E_{1f} = 55000 \text{ N/mm}^2$, fino ad una deformazione $\epsilon_{1f} = 0.009$, $E_{2f} = 55000 \text{ N/mm}^2$ fino alla tensione massima di rottura $f_{tu} = 1400 \text{ N/mm}^2$.

3.2 Determinazione dei diagrammi momento-curvatura media

La determinazione della curvatura media è stata condotta a partire dalle deformazioni e dalle tensioni nella sezione fessurata. L'effetto di *tension stiffening* è preso in conto secondo le indicazioni dell'Appendice 2 dell'Eurocodice 2. Per la valutazione della curvatura media si assume la relazione:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{\epsilon_{sm} - \epsilon_c}{d}$$

dove:

ϵ_{sm} : deformazione media dell'armatura calcolata tenendo conto del *tension stiffening*;

ϵ_c : deformazione della fibra più compressa, nella sezione fessurata;

d : altezza utile della sezione, nel nostro caso pari a 267.5mm.

Nella valutazione del termine ϵ_{sm} , il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura è stato assunto pari a 0.5, in accordo con i valori medi dei risultati sperimentali.

3.3 Confronto tra i risultati sperimentali e la modellazione

Nell'analisi teorica del comportamento strutturale si è tenuto conto solo dell'effetto flessionale, trascurando il contributo del taglio.

3.3.1 Travi isostatiche

Per quanto concerne le travi isostatiche il calcolo degli spostamenti è stato condotto suddividendo la struttura in conci e attribuendo ad ognuno di essi la curvatura media, in funzione del momento agente.

La successiva integrazione conduce alla determinazione della freccia in funzione del carico. Nelle Fig.4-9 seguenti sono riportati i diagrammi di confronto tra i valori teorici ed i risultati sperimentali (momento-curvatura e carico-inflessione) relativi a ciascun tipo di travi avente diversa armatura inferiore (2 $\phi 10$ mm, 4 $\phi 10$ mm e 6 $\phi 10$ mm).

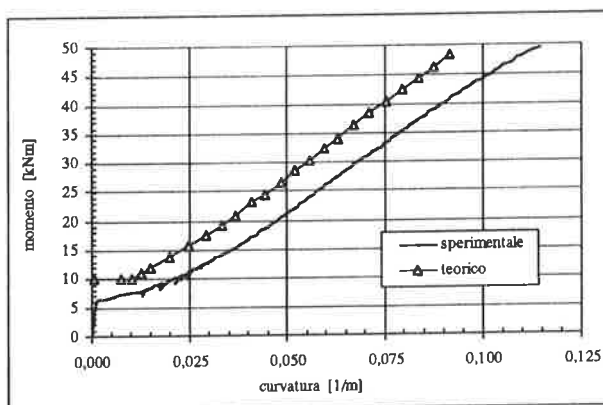


Fig.4: Diagramma momento-curvatura (armatura tesa 2 $\phi 10$ mm)

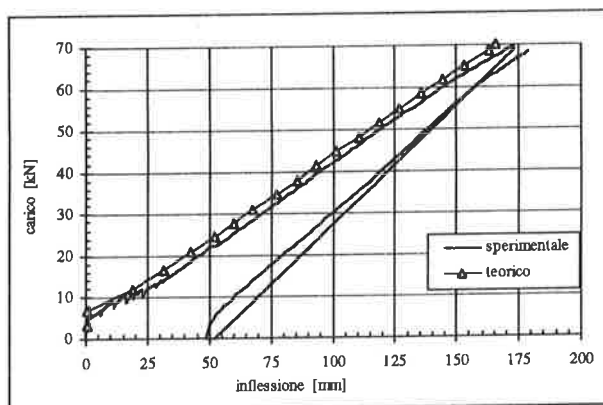


Fig.5: Diagramma carico-inflessione in mezzeria (armatura tesa 2 $\phi 10$ mm)

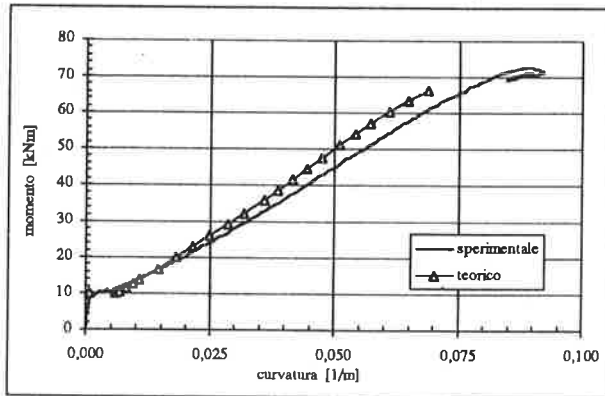


Fig.6: Diagramma momento-curvatura
(armatura tesa 4 $\phi 10$ mm)

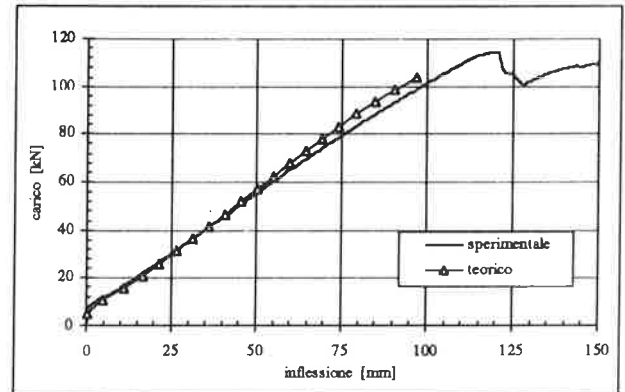


Fig.9: Diagramma carico-inflessione in mezzeria
(armatura tesa 6 $\phi 10$ mm)

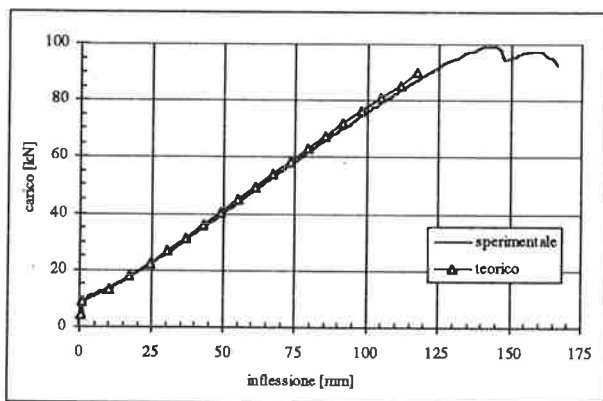


Fig.7: Diagramma carico-inflessione in mezzeria
(armatura tesa 4 $\phi 10$ mm)

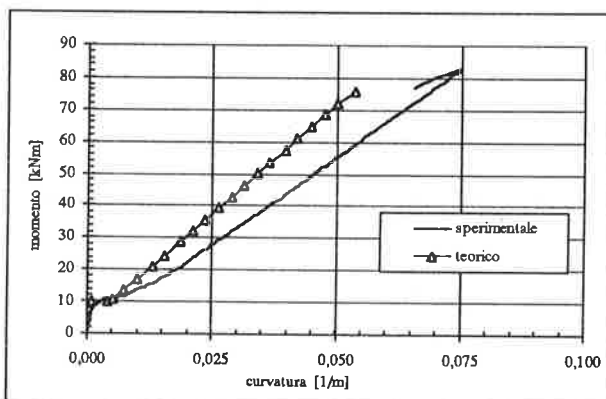


Fig.8: Diagramma momento-curvatura
(armatura tesa 6 $\phi 10$ mm)

3.3.2 Travi continue

La modellazione delle travature continue richiede un calcolo non lineare iterativo, basato sui diagrammi momento-curvatura, nel rispetto delle condizioni di equilibrio e di congruenza e compatibilità con i vincoli.

Nel seguito si riportano i risultati relativi al comportamento della trave 1 non soggetta a cedimenti vincolari, e quelli relativi alla trave 3, sottoposta a cedimento in corrispondenza dell'appoggio centrale.

In particolare sono state diagrammate le relazioni:

- carico-inflessione;
- momento-curvatura in corrispondenza dell'appoggio centrale e in campata;
- momento-carico in corrispondenza dell'appoggio centrale e in campata;
- reazione dell'appoggio centrale in funzione del carico;
- rapporto tra la reazione dell'appoggio centrale ed il carico, in funzione del carico.

Si precisa che il carico tiene conto dello sforzo applicato dal martinetto e del peso delle attrezzature di prova, mentre i momenti tengono conto anche del peso proprio.

Le Fig.8-13 si riferiscono alla trave 1 e le Fig.14-19 alla trave 3. Nelle stesse sono altresì riportati gli andamenti teorici.

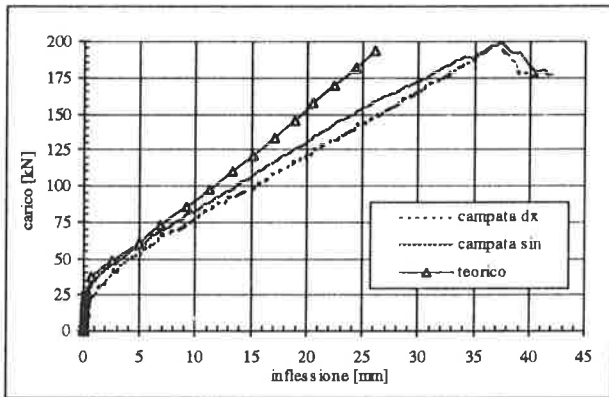


Fig.8: Diagramma carico-inflessione in campata (trave 1)

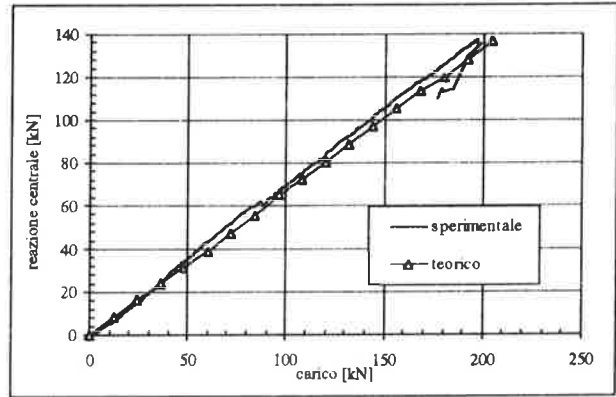


Fig.11: Diagramma reazione centrale-carico (trave 1)

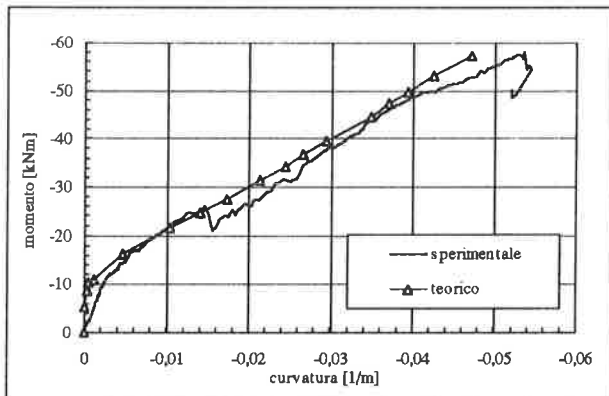


Fig.9: Diagramma momento-curvatura sull'appoggio centrale (trave 1)

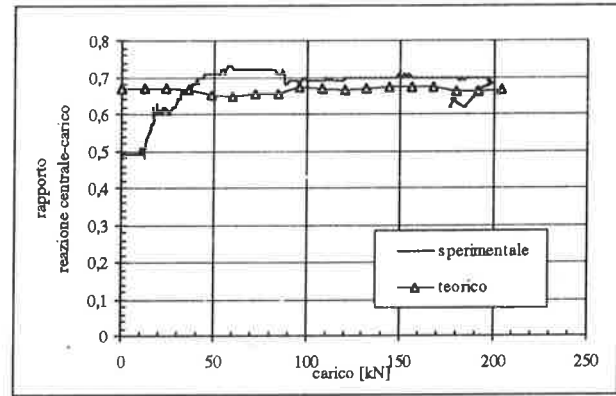


Fig.12: Diagramma rapporto reazione centrale-carico e carico (trave 1)

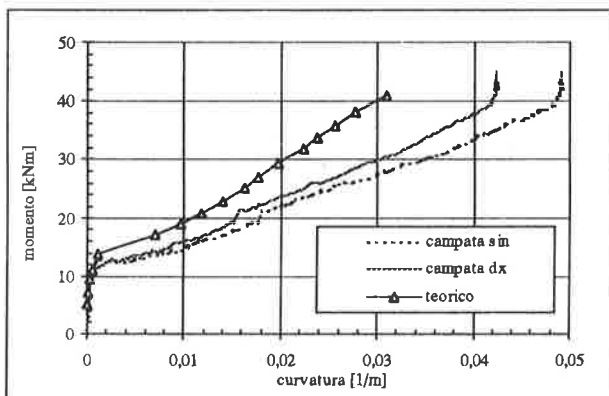


Fig.10: Diagramma momento-curvatura in campata (trave 1)

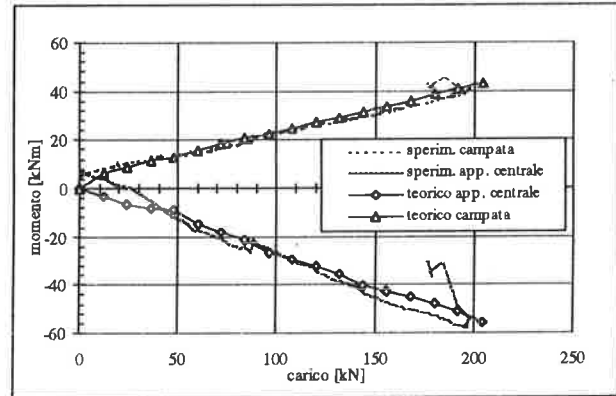


Fig.13: Diagramma momento-carico sull'appoggio centrale ed in campata (trave 1)

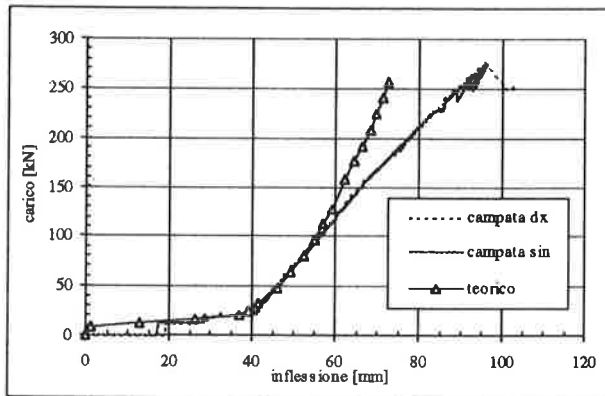


Fig.14: Diagramma carico-inflessione in campata (trave 3)

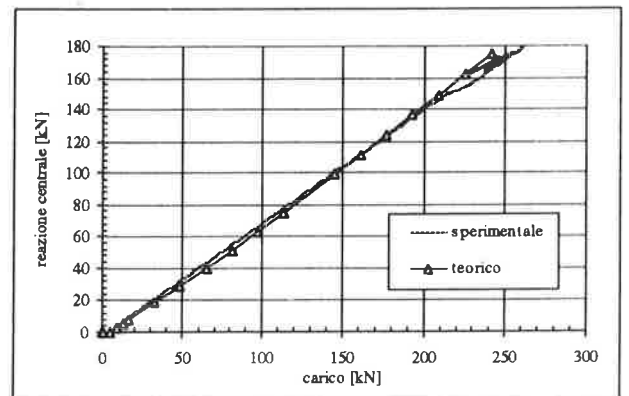


Fig.17: Diagramma reazione centrale-carico (trave 3)

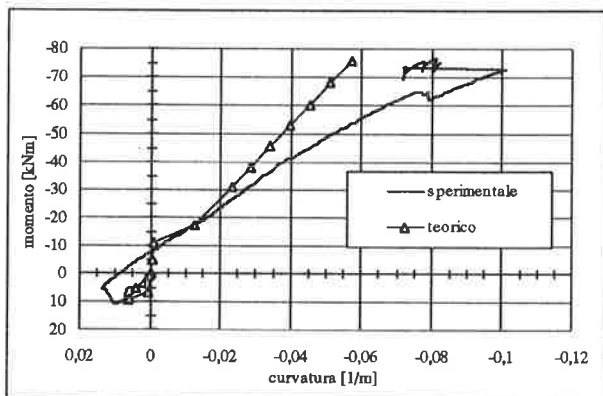


Fig.15: Diagramma momento-curvatura sull'appoggio centrale (trave 34)

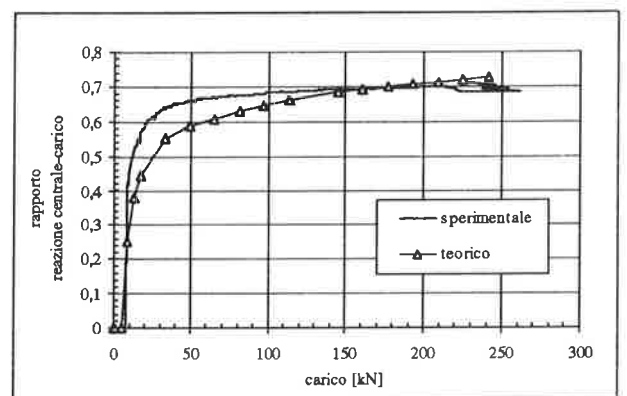


Fig.18: Diagramma rapporto reazione centrale-carico e carico (trave 3)

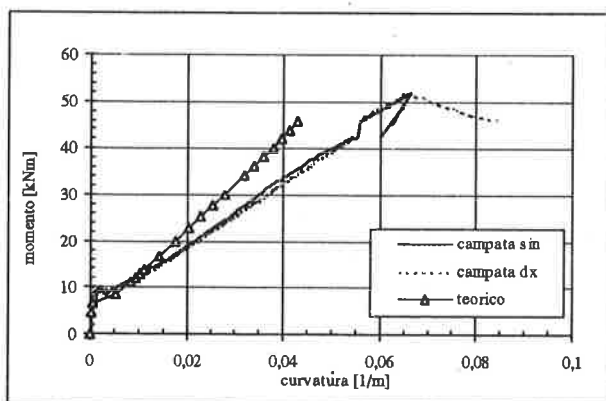


Fig.16: Diagramma momento-curvatura in campata (trave 3)

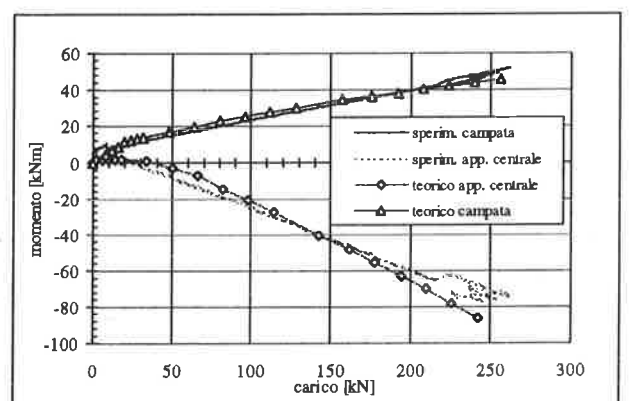


Fig.19: Diagramma momento-carico sull'appoggio centrale ed in campata (trave 3)

4. CONCLUSIONI

4.1 Strutture isostatiche

L'esame dei risultati ottenuti sulle travi isostatiche ha evidenziato l'aspetto principale del loro comportamento che consiste in una elevata deformabilità, conseguente al basso valore del modulo elastico dell'armatura, che interessa sia il comportamento a stato limite ultimo che quello allo stato limite di esercizio.

Lo sfruttamento completo della resistenza delle barre in A.F.R.P. è possibile solamente per basse percentuali di armatura. Nel caso della sperimentazione, ciò si verifica solo per la serie di travi aventi una armatura tesa costituita da due barre di diametro 10 mm. Negli altri casi, a causa della ridotta altezza della zona compressa di calcestruzzo, dovuta alla elevata deformabilità del corrente teso, la rottura della struttura si verifica per schiacciamento del calcestruzzo compresso con tassi di sollecitazione nelle armature limitati.

Ciò appare evidente dai risultati sperimentali, in quanto si osserva che raddoppiando le armature tese (da 2 ϕ 10 mm a 4 ϕ 10 mm) il momento di rottura passa da 51.3 kNm a 68.7 kNm, con un incremento pari al 33.92%, e triplicando le armature (6 ϕ 10 mm) si ottiene un momento di rottura di 81.4 kNm, con un incremento del 58.67%.

Pertanto si può ritenere che per percentuali di armatura superiori a circa lo 0.26% non si raggiunga il completo sfruttamento del materiale.

Relativamente allo stato limite di esercizio, si osserva inoltre come l'andamento delle frecce col crescere dei carichi presenta un ginocchio in corrispondenza della formazione delle fessure e prosegue con andamento pressochè lineare fino a rottura dove si manifesta un comportamento plastico molto limitato. Le frecce sono peraltro notevolmente superiori a quelle che si verificherebbero con una armatura metallica. Per un carico di esercizio pari al 50% del carico ultimo si hanno delle frecce che variano, per i tre tipi di armatura, da 1/50 ad 1/80 della luce, molto superiori al valore di 1/250 richiesto dall'Eurocodice 2.

Un altro aspetto evidenziato dalla sperimentazione è l'elevata apertura delle fessure. I valori sperimentali trovati sono infatti tutti notevolmente superiori a quelli ammessi dalle normative (0.3 mm) per le strutture armate con acciaio ordinario.

La limitazione dell'apertura delle fessure ha poco significato se si considera la resistenza all'azione aggressiva degli agenti esterni, in ogni caso rimane

però da tenere presente il disturbo estetico generato dal vedere fessure ampie e permanentemente aperte.

La limitazione delle inflessioni e dell'apertura delle fessure richiederebbe un incremento della percentuale di armatura, in contrasto con l'esigenza dello sfruttamento integrale della resistenza, con conseguente incremento degli oneri economici. Ciò evidenzia quanto già indicato precedentemente, e cioè che l'impiego più idoneo per questo materiale, senza avere conseguenze negative sul comportamento in esercizio, sia nell'ambito delle strutture precomprese.

4.2 Travi continue

Per questa tipologia strutturale la rottura si è verificata in campata in corrispondenza del carico più esterno per schiacciamento del calcestruzzo e corrispondente strappo dell'armatura tesa. Le fibre hanno una resistenza a compressione molto inferiore di quella a trazione, a causa della loro instabilizzazione; questo fenomeno provoca lo *spalling* del calcestruzzo di ricoprimento riducendo l'area compressa.

Relativamente agli spostamenti si osservano valori sperimentali maggiori di quelli teorici nel campo di fessurazione avanzata, e tale scostamento cresce con il carico; ciò fa ritenere che l'ampiezza e la diffusione della fessurazione dia luogo a deformazioni non trascurabili dovute al taglio.

Si è trovata invece una buona corrispondenza tra i valori teorici e quelli sperimentali relativamente alle sollecitazioni.

Con riferimento alla Fig.18 si osserva che per effetto del cedimento, il rapporto tra la reazione vincolare ed il carico applicato cresce e tende asintoticamente al valore ottenuto per la trave in assenza di cedimenti (Fig.12).

A parità di momento agente si osserva inoltre che la presenza del cedimento sull'appoggio centrale ha portato ad una riduzione dell'apertura delle fessure all'estradosso.

I cedimenti non hanno però significativamente modificato i carichi ultimi, così come non hanno prodotto una apprezzabile redistribuzione delle sollecitazioni. Il fenomeno è dovuto alla capacità della struttura di compensare con la sua deformabilità gli effetti delle deformazioni impresse, nonostante la mancanza di duttilità delle barre in A.F.R.P.

Come si rileva dalla Fig.xx, la rottura è avvenuta per grandi deformazioni e inflessioni fino a 140mm, corrispondenti a circa un venticinquesimo della luce. Queste possono determinare eventuali implicazioni di carattere funzionale ancorchè non incidenti sul grado di sicurezza strutturale, come viceversa avverrebbe nel caso dell'acciaio.

Nel seguito si riporta nella Fig.20 la foto raffigurante una trave durante la prova.

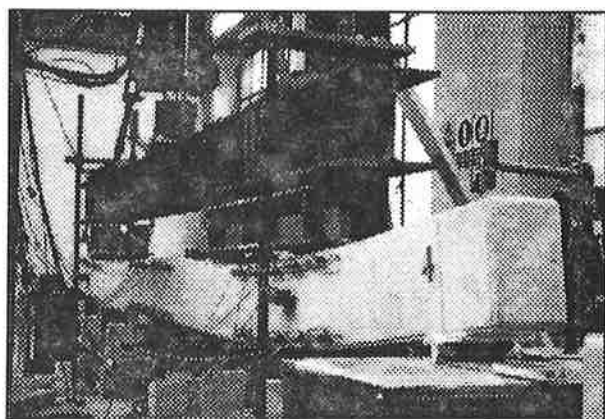


Fig. 20: Inflexione della trave nel corso della prova

- [7] MAISSEN, A.; - 1995, Comparison of Concrete Beams prestressed with Carbon Fibre - Reinforced Plastic and Steel Strands (Techtextil Symposium 1995 - vortrags 543 - Seite 1).
- [8] RILEM/CEB/FIP RECOMMANDATION RC6, 1978, Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton. 2. Essai par traction.

BIBLIOGRAFIA

- [1] NANNI, A. (editor); - 1993, Fiber Reinforced Plastic (FRP) reinforcement for concrete structures - Properties and Applications - Developments in Civil Engineering 42. Elsevier, Amsterdam.
- [2] GERRITSE, A.; - 1992, Durability criteria for non-metallic tendons in an alkaline environment. ACMBS Symposium, Sherbrooke, Canada.
- [3] DI TOMMASO, A., FORABOSCHI, P.; -1995, Armature di compositi fibrosi a matrice polimerica per il conglomerato cementizio. , L'Edilizia, N. 9/10, De Lettera Ed., pp. 86-106.
- [4] TAERWE, L.; - 1995, Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure. Proceedings of the Second International RILEM Symposium, Ghent 23-25 August 1995. E&FN SPON.
- [5] ARDUINI, M.; - 1993, L'impiego di compositi fibrosi a matrice polimerica nell'ingegneria strutturale, Recuperare n. 7.
- [6] ARDUINI, M.; - 1995, Materiali fibrosi a matrice polimerica per il rinforzo di strutture, L'Edilizia, sett. 1995.

RIVESTIMENTI ELASTICI IN POLIMERO-CEMENTO PER LA PROTEZIONE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

*Luigi COPPOLA**, *Carlo PISTOLESI***, *Pasquale ZAFFARONI***, *Mario COLLEPARDI****

*ENCO, Spresiano, (TV)

**MAPEI, Milano, (MI)

*** Dip. di Scienza dei Materiali e della Terra - Facoltà di Ingegneria
Università di Ancona

SOMMARIO

Il presente lavoro ha come oggetto lo studio di rivestimenti a base di polimero acrilico, sabbia fine e leganti cementizi, da utilizzare per la protezione delle strutture in cemento armato nei confronti degli agenti aggressivi ambientali. In particolare, è stato analizzato l'effetto prodotto dalla sostituzione di parte del cemento portland con metacaolino o loppa d'altoforno, sulle prestazioni dei rivestimenti in termini di durabilità e di flessibilità.

SUMMARY

The purpose of the present paper is to study the performance of coatings based on acrylic polymer, fine sand and cementitious binders, used to protect reinforced concrete structures from environmental aggressive agents. In particular, the influence of the partial replacement of portland cement by metakaolin or slag has been studied on the performances of the coatings in terms of durability and flexibility.

1. INTRODUZIONE

Contrariamente a quanto avviene per i provini di laboratorio, le strutture reali in cemento armato sono soggette a deformazioni e coazioni causate da variazioni termiche e igrometriche. Alcuni elementi strutturali, come quelli presenti in edifici a torre di notevole altezza, in piattaforme *off shore* e in ponti di grande luce, sono inoltre soggetti a notevoli carichi statici o a carichi dinamici di carattere ciclico. L'insieme di queste cause può provocare una microfessurazione della superficie del calcestruzzo con conseguente peggioramento delle caratteristiche di durabilità. Le microfessure, infatti, costituiscono dei canali preferenziali per la penetrazione degli agenti aggressivi ambientali, come aria, acqua, alcali, ioni cloruro e solfati. Queste sostanze possono provocare, attraverso l'innescò di meccanismi tutti aventi natura espansivo-dirompente, il degrado delle zone più esterne del conglomerato. Una volta innescato uno di questi

meccanismi aggressivi le microfessure si trasformano in macrofessure. Dopo un periodo iniziale di induzione - la cui durata dipende dal livello di aggressività dell'ambiente, dalla composizione del calcestruzzo e dal "curing" cui esso è stato sottoposto - i processi degradanti evolvono rapidamente e coinvolgono la superficie del calcestruzzo così come le barre metalliche di rinforzo [1,2].

Se per la struttura è richiesta una vita di servizio minore di 50 anni, una limitazione nel rapporto acqua-cemento in accordo, per esempio, con le normative europee [3] o con le raccomandazioni ACI [4] è sufficiente a garantire la durabilità richiesta sempre che, in fase progettuale, venga adottato un copriferro di adeguato spessore e, in fase realizzativa, la struttura venga sottoposta a un adeguato "curing" alle brevi stagionature. In questo caso la formazione delle microfessure e la loro trasformazione in macrofessure può essere di scarsa importanza per la durabilità del calcestruzzo.

Nel caso, invece, di strutture in cemento armato progettate per avere una vita di servizio superiore a 50 anni, le raccomandazioni sopra menzionate non sono più sufficienti a garantire il requisito di durabilità, in quanto le microlesioni che si formano in servizio possono ridurre drasticamente la durabilità anche di calcestruzzi di ottima qualità.

In questi casi il ricorso all'uso di un rivestimento elastico protettivo di per sé resistente agli attacchi aggressivi dell'ambiente, applicato sulla superficie del manufatto, e capace di deformarsi senza rompersi in modo da "coprire" le fessure che si formano in servizio nel conglomerato, può contribuire a garantire la necessaria durabilità dei manufatti anche se il calcestruzzo posto in opera non è di buona qualità [5-9].

2. SCOPO DEL LAVORO

Questa indagine si colloca nell'ambito di un vasto progetto di ricerca teso allo sviluppo di una membrana protettiva in polimero-cemento avente le seguenti quattro caratteristiche:

- **Durabilità:** il rivestimento deve essere resistente a qualsiasi aggressione ambientale;
- **Adesione:** esso deve essere dotato di buona capacità di adesione al supporto in calcestruzzo;
- **Elasticità:** esso deve essere in grado di deformarsi e di "coprire" le microfessure che si formano nel supporto fragile in calcestruzzo;
- **Longevità:** esso deve mantenere nel tempo le suddette tre proprietà indipendentemente dalle condizioni ambientali cui è esposto il manufatto.

In un precedente lavoro [10] sono state analizzate le proprietà di rivestimenti elastici realizzati con polimero acrilico in emulsione acquosa (basato su 2-etilexil acrilato) miscelato con cemento portland o cemento alluminoso. Il programma di ricerca prevedeva, tra l'altro, lo studio del comportamento nel tempo di questi due tipi di membrana nel caso in cui i manufatti rivestiti venissero esposti a condizioni ambientali asciutte (60% U.R.), umide (permanentemente sott'acqua) o caratterizzate da una alternanza di condizioni asciutte e umide come in un normale ambiente esterno.

I due tipi di rivestimento studiati hanno avuto un comportamento sufficientemente buono fino ad 1 anno di esposizione agli ambienti sopra menzionati, se si fa eccezione per la notevole perdita di elasticità che si è avuta, nel caso di permanente stagionatura in acqua, nelle membrane a base di cemento alluminoso.

Scopo del presente lavoro è studiare l'influenza di aggiunte minerali costituite da metacaolino o loppa d'altoforno sulle prestazioni di rivestimenti a base di polimero acrilico e cemento portland esposte alle stesse condizioni ambientali utilizzate nel precedente lavoro. Il tempo di esposizione, inoltre, è stato prolungato da 12 a 24 mesi al fine di avere maggiori informazioni circa le caratteristiche di longevità dei rivestimenti.

3. PARTE SPERIMENTALE

3.1 Materiali

Sono state approntate tre diverse formulazioni di rivestimenti in polimero-cemento, utilizzando tre leganti cementizi (Tabella 1). Il cemento *P* è lo stesso cemento Portland CEM II/A-L 42.5 usato nel precedente lavoro. I leganti *M* e *S* sono stati ottenuti sostituendo parte del cemento *P* rispettivamente con metacaolino (15%) o loppa d'altoforno (60%). Per il confezionamento del rivestimento è stata miscelata una parte di legante cementizio con una parte di lattice polimerico (2-etilexil acrilato) e due parti di sabbia fine (0-0.2 mm). Il lattice utilizzato è costituito da una emulsione acquosa di polimero al 50%; pertanto, sia il rapporto acqua-cemento che il rapporto polimero-cemento sono risultati pari a 0.50. La Tabella 2 indica la composizione e le proprietà dei tre rivestimenti.

LEGANTE:	Cemento portland CEM II/A-L 42.5	Metacaolino	Loppa d'Altoforno
P	100	-	-
M	85	15	-
S	40	-	60

Tabella 1 - Composizione dei leganti usati per i rivestimenti in polimero-cemento.

I rivestimenti (2 mm di spessore) sono stati applicati a provini di calcestruzzo sui quali sono state eseguite prove di durabilità, elasticità e capacità di adesione al substrato. La composizione del calcestruzzo del supporto è la stessa usata nel precedente lavoro [10]. In particolare, è stato utilizzato un rapporto acqua-cemento pari a 0,80 in modo da avere un calcestruzzo molto poroso e, quindi, facilmente penetrabile dagli agenti aggressivi nelle prove di durabilità esposte nel seguito. In questo modo si è potuto valutare comparativamente le prestazioni di un calcestruzzo "nudo" (privo cioè di rivestimento elastico) e di scarsa qualità, con quelle dello stesso

Ingredienti:	Rivestimento	Rivestimento	Rivestimento
	P	M	S
Lattice polimerico	25%	25%	25%
Rivestimento P	25%	-	-
Rivestimento M	-	25%	-
Rivestimento S	-	-	25%
Sabbia fine (0-0.2 mm)	50%	50%	50%
Rapporto acqua-cemento*	0.50	0.50	0.50
modulo di elasticità (N/mm ²)**	220	180	170
Deformazione a rottura (%)**	24	28	27

*acqua contenuta nel lattice polimerico (50%)

**misurato a 28 giorni su provini stagionati a 20°C e 60% U.R.

Tabella 2 - Composizione e proprietà dei rivestimenti in polimero-cemento.

calcestruzzo, sul quale erano stati applicati i rivestimenti protettivi.

4. PROVE DI DURABILITA'

Per l'esecuzione delle prove di durabilità sono stati utilizzati provini aventi dimensioni 250x250x300 mm. Tutti i provini sono stati stagionati per 28 giorni a 20°C e 95% U.R. prima dell'applicazione dei rivestimenti protettivi, fatta eccezione per i provini destinati alle prove di carbonatazione accelerata i quali, dopo una stagionatura preliminare per 21 giorni alla temperatura di 20°C e U.R. = 95%, sono stati essiccati mediante stagionatura per 7 giorni in un ambiente a 40°C e 60% U.R. in modo da favorire la successiva penetrazione della CO₂. Dopo aver effettuato l'applicazione dei rivestimenti sulla superficie del calcestruzzo, i provini - rivestiti e non - sono stati stagionati per ulteriori 7 giorni (T = 20°C, U.R. = 60%) prima dell'esposizione agli ambienti aggressivi: penetrazione di acqua in pressione (fino a 7 bar), anidride carbonica (in forma di atmosfera arricchita al 30% in CO₂), solfati (in forma di soluzione acquosa al 10% in peso di MgSO₄) e cloruri (in forma di soluzione acquosa al 10% in peso di NaCl).

La penetrazione dell'acqua è stata determinata come descritto nella norma ISO 7031 [11]. La penetrazione degli agenti aggressivi è stata misurata a intervalli regolari utilizzando le metodologie descritte nelle norme UNI 9944, UNI 8019 e UNI 7928 rispettivamente per CO₂, SO₄²⁻, e Cl⁻ [12-14].

La penetrazione d'acqua sotto pressione è risultata di 35 mm nei provini non rivestiti. In tutti i provini rivestiti la penetrazione dell'acqua è risultata trascurabile (minore di 1 mm). In accordo con la norma UNI 9858 [3] un calcestruzzo è considerato impermeabile se lo strato penetrato dall'acqua è

inferiore a 20 mm. I risultati ottenuti, quindi, indicano che l'applicazione dei rivestimenti P, M e S trasforma un calcestruzzo permeabile all'acqua in uno assolutamente impermeabile.

Le Figure 1-3 mostrano rispettivamente la penetrazione della CO₂, dell' SO₄²⁻ e del Cl⁻ nei provini rivestiti e in quelli privi di rivestimento dopo una esposizione permanente di due anni negli ambienti aggressivi sopra descritti. Come si può notare, a seguito del trattamento superficiale eseguito, la penetrazione della CO₂, dell' SO₄²⁻ e del Cl⁻ è risultata fortemente ridotta o completamente bloccata.

I risultati sopra riportati indicano che tutti i rivestimenti in polimero-cemento esaminati nel presente lavoro sono impermeabili alla acqua in pressione e resistenti alla diffusione della CO₂, dell' SO₄²⁻ e del Cl⁻. Risultati simili sono stati ottenuti, nel precedente lavoro, per i rivestimenti a base di cemento portland o cemento alluminoso [10]. Quindi, tutti i rivestimenti in polimero-acrilico, indipendentemente dal tipo di cemento, sono in grado di bloccare da penetrazione degli agenti aggressivi anche se il calcestruzzo del supporto risulta fortemente poroso.

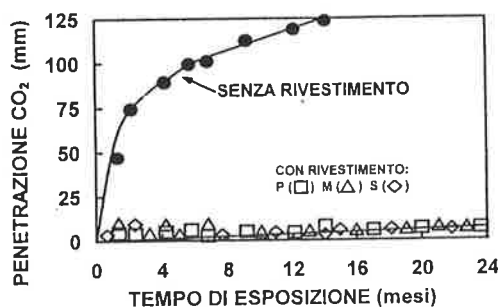


Fig. 1 - Influenza del tipo di rivestimento sulla penetrazione della CO₂ nel supporto in calcestruzzo (a/c = 0.80).

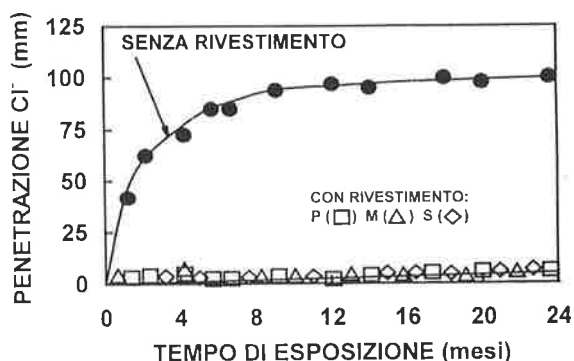


Fig. 2 - Influenza del tipo di rivestimento sulla penetrazione del Cl⁻ nel supporto in calcestruzzo ($a/c = 0.80$).

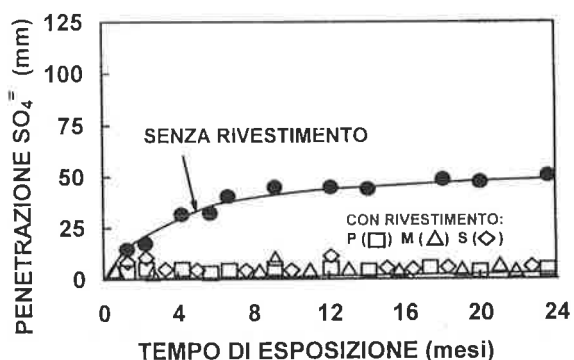


Fig. 3 - Influenza del tipo di rivestimento sulla penetrazione del solfato nel supporto in calcestruzzo ($a/c = 0.80$).

5. PROVE DI ELASTICITÀ

Le prove condotte hanno lo scopo di valutare l'elasticità dei rivestimenti in polimero-cemento (cioè la capacità di coprire le fessure che insorgono nel supporto) applicati su travi di calcestruzzo, rinforzate con tre barre metalliche da 8 mm di diametro, esposte per due anni a tre differenti condizioni ambientali: ambiente asciutto (20°C e 60% U.R.); ambiente umido (permanentemente sott'acqua a 20°C); ambiente esterno (soggetto alle naturali variazioni di temperatura e umidità relativa).

Prima dell'applicazione dei rivestimenti le travi di calcestruzzo sono state stagionate per tre mesi a 20°C e 60% U.R.. Dopo l'applicazione del rivestimento sono state stagionate per ulteriori 7 giorni prima della esposizione ai tre differenti ambienti. I rivestimenti sono stati applicati solo sulla faccia della trave (150x600 mm) più lontana dal rinforzo in acciaio (Fig. 4) in forma di strisce larghe 100 mm e lunghe

600 mm in modo da lasciare a nudo parte del conglomerato cementizio.

A intervalli regolari, per un tempo massimo di due anni, tre travetti per ogni tipo di rivestimento sono stati sottoposti a prove di flessione a tre punti (Fig. 4). Il carico è stato applicato sulla faccia della trave più vicina alle armature metalliche di rinforzo e quindi più lontana dalla faccia rivestita che veniva pertanto a posizionarsi al lembo teso. L'applicazione del carico flessionale provocava la formazione di una fessura nella parte inferiore della trave. Per mezzo di uno specchio posto sotto la trave si è potuto osservare l'insorgere e l'aumento di ampiezza della fessura nella porzione della faccia del travetto lasciata nuda, così come il comportamento a trazione del rivestimento elastico applicato. All'aumentare della deformazione flessionale imposta alla trave, veniva registrato l'aumento dell'ampiezza della fessura nel calcestruzzo scoperto per mezzo di un comparatore millesimale reso solidale alla trave. Per lievi incrementi di deformazione flessionale, a partire da quella che aveva provocato la fessurazione nella trave, il rivestimento elastico rimaneva integro, in virtù della sua maggiore duttilità, costituendo un efficace "ponte" tra i lembi della fessura. La prova aveva termine quando, per incrementi di carico maggiori, il rivestimento in polimero-cemento iniziava a lacerarsi. Si procedeva, quindi, a registrare l'ampiezza della fessura nel calcestruzzo del supporto in corrispondenza di questo fenomeno. In realtà, per rompere definitivamente il rivestimento elastico risultava necessario aumentare ulteriormente l'ampiezza della fessura di 0.4 - 0.6 mm.

L'elasticità - in termini di ampiezza della fessura nel calcestruzzo del supporto corrispondente all'iniziale lacerazione del rivestimento - è stata misurata in funzione del tempo di esposizione ai tre differenti ambienti. L'iniziale elasticità del rivestimento - misurata prima dell'esposizione ai tre ambienti - è risultata di circa 1.1 mm per il rivestimento a base di cemento portland (P) e di circa 1.4 mm per i rivestimenti con loppa d'altoforno (S) e metacaolino (M).

Le curve elasticità-tempo di esposizione per i rivestimenti P, M ed S sono mostrate rispettivamente nelle Figure 5, 6 e 7.

Una lieve diminuzione di elasticità (in particolare fra 3 e 12 mesi di esposizione) è stata registrata nel rivestimento a base di cemento portland permanentemente esposto all'acqua, mentre non sono stati registrati cambiamenti significativi in questo tipo di rivestimento per i provini in ambiente asciutto o all'esterno (Fig. 5).

In presenza di metacaolino la riduzione di elasticità del rivestimento, nel caso di esposizione permanente all'acqua, è risultata più alta; essa è risultata, invece, trascurabile in ambiente asciutto (Fig. 6).

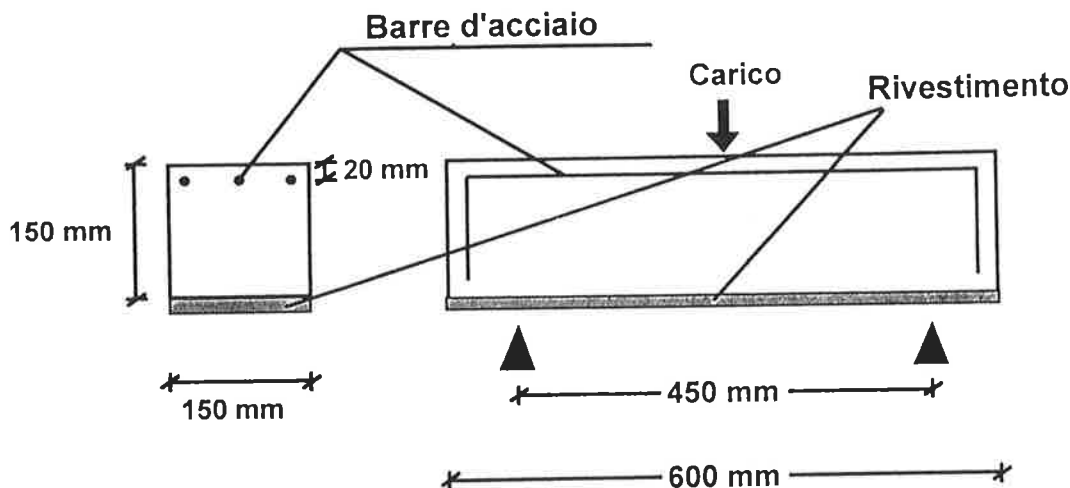


Fig. 4 - Trave con rinforzo metallico (150x150x600) per prove di elasticità.

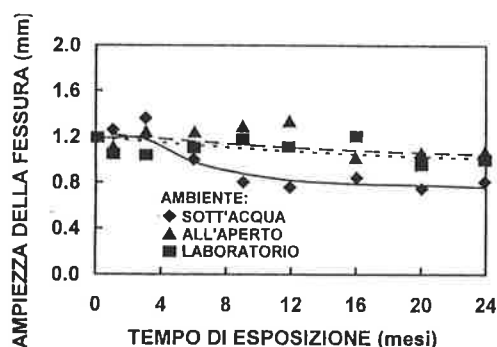


Fig. 5 - Influenza dell'esposizione ambientale sull'ampiezza della fessura prodotta sulle travi dal carico flessionale e misurata in corrispondenza dell'inizio della lacerazione del rivestimento tipo P.

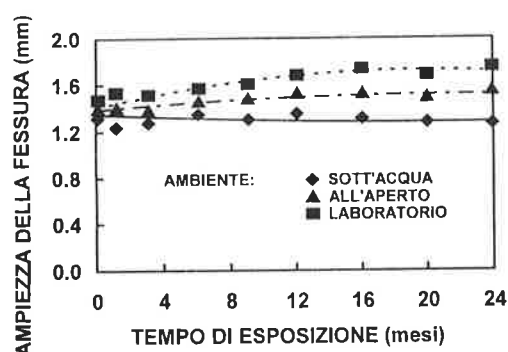


Fig. 7 - Influenza dell'esposizione ambientale sull'ampiezza della fessura prodotta sulle travi dal carico flessionale e misurata in corrispondenza dell'inizio della lacerazione del rivestimento tipo S.

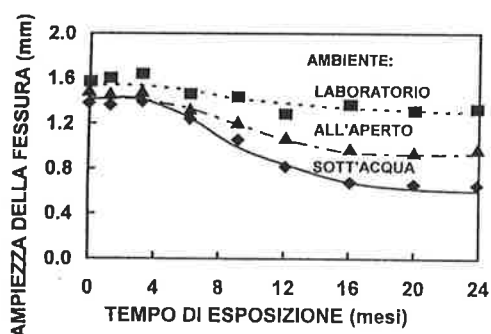


Fig. 6 - Influenza dell'esposizione ambientale sull'ampiezza della fessura prodotta sulle travi dal carico flessionale e misurata in corrispondenza dell'inizio della lacerazione del rivestimento tipo M.

Un comportamento intermedio è stato osservato nella stagionatura all'esterno dove si alternano le condizioni di asciutto e bagnato.

Il rivestimento con aggiunta di loppa d'altoforno ha avuto un comportamento migliore degli altri in termini di mantenimento dell'elasticità: non è stata registrata alcuna significativa perdita di elasticità nel caso di esposizione all'acqua, mentre si sono avuti lievi aumenti di elasticità nelle altre condizioni ambientali (Fig. 7).

6. MISURE DELLA CAPACITÀ DI ADESIONE AL SUPPORTO

Queste prove sono state condotte sulle stesse travi utilizzate per le prove di elasticità. La capacità di

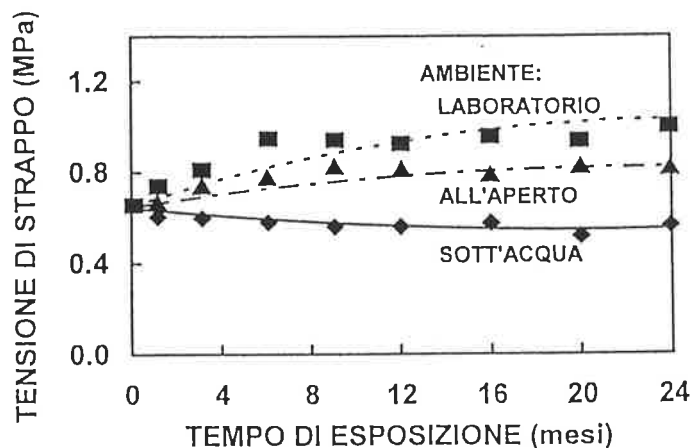


Fig. 8 - Influenza dell'esposizione ambientale sulla tensione di strappo del rivestimento tipo *P*.

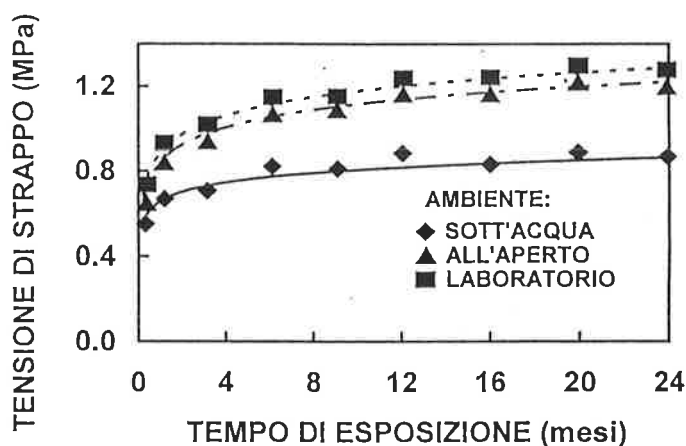


Fig. 9 - Influenza dell'esposizione ambientale sulla tensione di strappo del rivestimento tipo *M*.

adesione al supporto è stata determinata per mezzo di un dinamometro misurando la forza richiesta per staccare la membrana di polimero-cemento dal supporto in calcestruzzo e dividendola per l'area del tassello asportato.

Le Figure 8-10 mostrano la massima tensione registrata nel corso di ciascuna prova (*tensione di strappo*) in funzione del tempo di esposizione alle differenti condizioni ambientali per i rivestimenti *P* (con cemento portland) *M* (con metacaolino) e *S* (con loppa d'altoforno), rispettivamente.

La tensione di strappo misurata prima di sottoporre le travi ai tre ambienti di esposizione risultava compresa tra 0.4 e 0.6 MPa.

In seguito, si è registrato un generale aumento dei valori misurati, se si fa eccezione per il rivestimento *P* nel caso di esposizione permanente all'acqua per il quale, la tensione di adesione si è mantenuta sostanzialmente costante.

Per una dato ambiente di esposizione, l'aumento della tensione di strappo è risultato più alto per il rivestimento *M* rispetto ai rivestimenti *S* e *P*.

Per tutti e tre i tipi di rivestimento sono stati registrati valori della tensione di strappo più bassi nel caso di stagionatura in acqua rispetto al caso di stagionatura in ambiente asciutto. Nel caso di esposizione all'ambiente esterno, dove si alternano condizioni di asciutto e bagnato, la tensione di strappo è risultata intermedia tra quelle determinate nelle altre due condizioni di esposizione.

Il distacco del rivestimento dal supporto è avvenuto generalmente per rottura del rivestimento stesso nel caso dei provini mantenuti sott'acqua ed è avvenuta, invece, all'interfaccia tra rivestimento e calcestruzzo nel caso di provini stagionati nelle condizioni di laboratorio. E' ipotizzabile che la presenza d'acqua riduca l'aumento della capacità di adesione del rivestimento al supporto in quanto influisce negativamente sulla sua resistenza a trazione.

7. CONCLUSIONI

I rivestimenti in polimero-cemento (2 mm di spessore) basati su miscele di 2-etilexil poliacrilato in emulsione acquosa, cemento e sabbia fine sono in grado di proteggere un supporto in calcestruzzo poroso dalla penetrazione di acqua in pressione e dalla diffusione di

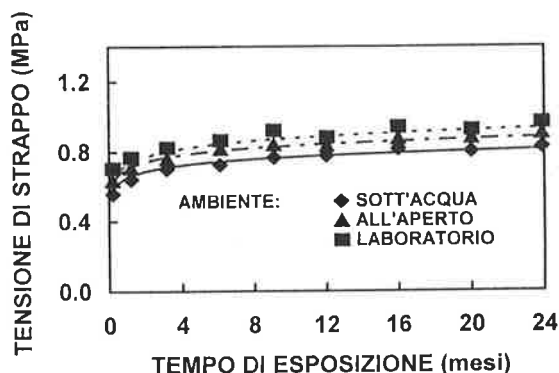


Fig. 10 - Influenza dell'esposizione ambientale sulla tensione di strappo del rivestimento tipo S.

agenti aggressivi che normalmente aggrediscono il calcestruzzo e le armature metalliche: anidride carbonica, solfati e cloruri. Questo effetto non dipende dal tipo di cemento utilizzato nel rivestimento in quanto il cemento portland si comporta molto bene con o senza aggiunte minerali (metacaolino e loppa d'altoforno).

La capacità di adesione dei rivestimenti al supporto in calcestruzzo generalmente aumenta nel tempo ad eccezione del rivestimento a base di cemento portland la cui adesione al supporto è risultata sostanzialmente costante nel caso di permanente esposizione all'acqua. L'aumento della capacità di adesione al supporto è risultata più alto per il rivestimento con metacaolino e, per tutti i tipi di rivestimento, nel caso di esposizione ad ambiente asciutto.

L'elasticità dei rivestimenti in polimero-cemento, in termini di capacità di "coprire" le fessure prodotte da prove di flessione nel supporto in calcestruzzo, è risultata invariata nei 2 anni di durata delle prove nel caso di esposizione ad ambiente asciutto (20°C e 60% U.R.). Nel caso di esposizione all'ambiente esterno e ancor di più nel caso di permanente immersione in acqua, invece, si è registrata una perdita di elasticità nel rivestimento a base di cemento portland e, soprattutto, in quello con presenza di metacaolino. Nel rivestimento a base di cemento portland e loppa d'altoforno non è stata registrata alcuna perdita di elasticità indipendentemente dalle condizioni ambientali di stagionatura.

8. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano Alessandra Galletti e Mara Meneghel per il lavoro di preparazione del testo e delle figure del presente lavoro.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] Tuutti, K., 1982, "Corrosion of Steel in Concrete", Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, p. 468,
- [2] Metha, P.K., 1994, "Concrete Technology at the Crossroads-Problems and Opportunities", Proceedings of the V.M. Malhotra Symposium "Concrete Technology. Past, Present and Future", ACI SP-144, San Francisco, Editor: P.K. Mehta, pp. 1-30.
- [3] UNI 9858, "Calcestruzzo-Prestazioni, Produzione, Posa in Opera e Criteri di Conformità".
- [4] ACI Committee 201, 1995, "Guide to Durable Concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1.
- [5] Sato, T., Sakai, K. and Kumagai, M., 1995, "Effectiveness on Coatings on Concrete Under Freezing and Thawing Conditions", Concrete Under Sever: Condition. Environment and Loading, Vol. 1, Editor: K. Sakai, N. Banthia and O. E Gjorv, pp. 927-934.
- [6] Swamy, R.N., Hamada, H., Fukute, T., Tanikawa, S. and Laiw, J.C., 1995, "Chloride Penetration into Concrete Incorporating Mineral Admixtures or Protected with Flexible Polymer Cement Mortar", Concrete Under Chloride Environments", Concrete Under Sever Condition. Environment and Loading, Vol. 1, Editor: K. Sakai, N. Banthia and O. E Gjorv, pp. 935-944.
- [7] Kamimoto, H., Wakasugi, M. and Miyagawa, T., 1995, "Performance of Concrete Coated with Flexible Polymer Cement Mortar", Concrete Under Chloride Environments", Concrete Under Sever Condition. Environment and Loading, Vol. 1, Editor: K. Sakai, N. Banthia and O. E Gjorv, pp. 945-953.
- [8] Al-Juraifani, E.A., 1995, "Evaluation Scheme for Penetrating Sealers to Prevent Concrete Deterioration in Saudi Arabia", Concrete Under Sever Condition. Environment and Loading, Vol. 1, Editor: K. Sakai, N. Banthia and O. E Gjorv, pp. 954-963.
- [9] Abuazza, O.A. and Ibrahim, A.A., 1995, "Internal Protection of Concrete Pipeline for the Conveyance of Aggressive Water (CO₂)", Concrete Under Sever Condition. Environment and Loading, Vol. 1, Editor: K. Sakai, N. Banthia and O. E Gjorv, pp. 974-983.
- [10] Coppola, L., Pistolesi, C., Zaffaroni, P. and Collepari M., 1997, "The Ageing Effect on the Properties of Flexible Surface Coating for Concrete Protection", accepted paper for the CANMET-ACI

International Symposium on Durability of Concrete, Sydney (Australia).

[11] ISO 7031, "Hardened Concrete. Determination of water penetration under pressure", (in French).

[12] UNI 9944, "Corrosion and Protection of Steel in Concrete. Determination of the Carbonation Depth and

of the Profile of Chloride Ions Penetration in Concrete", (in Italian).

[13] UNI 8019, "Determination of Sulphate Ion penetration", (in Italian).

[14] UNI 7928, "Determination of Chloride Ion Penetration", (in Italian).

COMPORTAMENTO FLESSIONALE DI SOLETTE ARMATE CON BARRE IN PLASTICA FIBRO-RINFORZATA

Edoardo COSENZA, Carlo GRECO, Gaetano MANFREDI, Marisa PECCE

Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale
Via Claudio 21, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

L'uso di barre in plastica fibro-rinforzata (FRP) può fornire un utile contributo alla soluzione dei problemi di durabilità propri delle strutture in c.a.. Le barre con fibra di vetro attualmente in commercio sono però caratterizzate da un modesto valore del modulo elastico, rendendo dominante nella progettazione le verifiche in condizioni di servizio. In questo lavoro viene analizzato, dal punto di vista teorico e sperimentale, il comportamento flessionale di solette armate con barre in FRP, verificando l'affidabilità della usuale modellazione lineare del comportamento strutturale nel controllo delle tensioni e nel calcolo delle frecce e discutendo criticamente i problemi di servizio che possono riscontrarsi in tali nuove tipologie in condizioni di servizio.

SUMMARY

The use of Fiber Reinforced Plastic rebars could solve durability problems of r.c. beams but the low elasticity modulus of Glass-FRP rebars generally leads to new problems under serviceability conditions. In this paper the flexural behaviour of FRP reinforced concrete beams, from both numerical and experimental points of view, is analyzed discussing the effectiveness of the linear fully cracked model in the control of the materials stress and in the evaluation of the beams deflection. The serviceability problems that could control the use of these innovative structural elements typologies are critically discussed.

1. INTRODUZIONE

L'introduzione nel settore dell'ingegneria civile di materiali "innovativi" rende necessaria l'adozione di criteri di progettazione basati sulla definizione di standard prestazionali. In tale ottica l'uso di materiali compositi come armatura delle strutture in cemento armato appare particolarmente promettente, migliorandone la durabilità [13].

Infatti le barre di armatura in plastica fibrorinforzata (FRP) sono in genere caratterizzate da un'ottima resistenza agli agenti aggressivi, evitando i fenomeni corrosivi che rappresentano un rilevante problema per l'armatura metallica tradizionale. Allo stato attuale la produzione e l'impiego di barre in FRP presenta un rapido incremento e diversi prodotti commerciali sono

oggi sul mercato con caratteristiche molto differenti in termini di prestazioni.

Occorre, tuttavia, sottolineare che l'introduzione e la diffusione dei materiali compositi non significa sostituzione completa dei materiali tradizionali, e che non si prevede ciò possa avvenire nel futuro [13].

L'impiego dei compositi si ritiene destinato solo a quelle particolari applicazioni in cui l'acciaio si mostra inadeguato; i motivi sono principalmente due: il primo di natura economica, poiché i materiali compositi sono più costosi dell'acciaio specie su una valutazione effettuata nel breve periodo quando cioè si prescinde dai costi di manutenzione e di eventuale riparazione dei manufatti; il secondo di natura oggettiva da ricercarsi nell'esperienza accumulata nel corso degli anni per le costruzioni tradizionali, esperienza che solo con il

tempo potrà essere trasferita alle applicazioni con i materiali compositi.

A tal proposito, un particolare sforzo si sta compiendo nei paesi più industrializzati per sviluppare normative o codici modello di riferimento destinati al calcolo di strutture in calcestruzzo armate con FRP [1] [7] [14] [15], in quanto una semplice estensione dei criteri adottati per le strutture tradizionali non è certamente opportuna ed affidabile, alla luce delle differenti proprietà dei materiali compositi e dei conseguenti comportamenti strutturali.

Infatti, le principali proprietà delle barre in FRP che influenzano il comportamento flessionale delle strutture sono principalmente le seguenti [5] [11] [17]:

- le barre in FRP sono caratterizzate da un comportamento lineare fino a rottura, pertanto la crisi degli elementi armati può essere definita fragile o pseudoduttile considerando la non linearità del calcestruzzo a rottura;
- l'aderenza tra barre in FRP e calcestruzzo dipende strettamente dalle proprietà della superficie esterna delle barre; i meccanismi di aderenza sono in genere differenti rispetto a quelli tipici dell'aderenza acciaio-calcestruzzo e vanno rianalizzati [8];
- le caratteristiche meccaniche delle barre dipendono principalmente dal tipo di fibre impiegate; in genere si ottiene una elevata resistenza a rottura accoppiata ad un basso modulo elastico: per questo motivo il progetto è governato dalle condizioni di servizio.

Appare quindi chiaro che il rapporto tra resistenza e deformabilità, tipico delle barre in FRP, è particolarmente alto, soprattutto per le barre in fibra di vetro; in conseguenza di ciò il comportamento flessionale in condizioni di esercizio deve essere accuratamente studiato ed in particolare il controllo dello stato tensionale nel calcestruzzo compresso e il calcolo delle frecce assumono una particolare importanza.

Proprio quest'ultimo aspetto è discusso nel seguito, sia dal punto di vista sperimentale che teorico.

2. RISULTATI SPERIMENTALI

Allo scopo di studiare il comportamento flessionale di solette in c.a. armate con barre in FRP si sta conducendo presso il laboratorio del Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale dell'Università di Napoli una campagna sperimentale [9][10]. I risultati relativi alla prima trave sottoposta a prova sono discussi in questo paragrafo.

Lo schema di carico è di trave su due appoggi caricata da due forze disposte simmetricamente rispetto all'asse centrale; i dati geometrici sono riportati in Fig. 1a, dove la luce L è uguale a 3400 mm, mentre la

distanza tra l'appoggio e la forza applicata L_1 è pari a 1200 mm. La sezione trasversale fornita in Fig 1b presenta una base $b=500$ mm ed un'altezza $H=180$ mm, con un'altezza utile uguale a 145 mm. La trave è armata con 7 barre ϕ 12.7 mm in trazione e 2 ϕ 12.7 mm in compressione. Le barre utilizzate sono le Cbar™, con fibre di vetro (tipo 1 grade B) prodotte dalla Marshall.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche delle barre impiegate, la resistenza f_{FRP} ed il modulo elastico E_{FRP} hanno un valore nominale pari rispettivamente a 886 MPa ed a 42 GPa; il valor medio della resistenza cilindrica del calcestruzzo è pari a 30 MPa, mentre il modulo elastico secante del calcestruzzo E_c è stato stimato numericamente riducendo di un coefficiente pari a 0.85 il modulo tangente $E_{c,tan}=31008$ MPa calcolato impiegando la seguente formula suggerita dal CEB [6]:

$$E_{c,tan} = 2.15 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f_c}{10} \right)^{1/3} \quad (MPa) \quad (1)$$

Lo schema di carico consente di avere una zona centrale della trave 1000 mm soggetta a momento costante; in questa zona non sono state disposte staffe allo scopo di non influenzare lo sviluppo delle fessure e conseguentemente la loro distanza.

La trave sotto carico, unitamente all'attrezzatura di prova, è mostrata nella foto 1; in particolare si evidenzia il telaio di contrasto, l'attuatore in controllo elettronico di spostamento (corsa di 500 mm), la cella di carico sottostante l'attuatore, il trasduttore a filo per la misura dell'abbassamento in mezzzeria, i trasduttori induttivi per la misura delle deformazioni longitudinali della sezione di mezzzeria. Durante la prova i trasduttori longitudinali nella zona centrale hanno consentito di misurare la curvatura media su una base di lettura pari a 140 mm, mentre la cella di carico ha consentito la misura della forza applicata, ottenendosi pertanto la relazione sperimentale tra momento e curvatura riportata in Fig.2.

Nella stessa figura sono riportate le rette relative ai due modelli lineari che in genere caratterizzano le sezioni in cemento armato: lo stadio non fessurato (stadio 1) con una pendenza uguale a $E_c I_1$ e lo stadio fessurato (stadio 2) con una pendenza pari a $E_c I_2$, essendo I_1 ed I_2 le inerzie della sezione nei due stadi; nella rappresentazione dello stadio 2 si è tenuto conto dell'effetto del peso proprio che si traduce in una traslazione della retta e che nel caso della trave in esame non è trascurabile. Lo stadio 1 rappresenta, come è ben noto, il modello lineare più rigido, considerando il calcestruzzo teso tutto reagente, mentre lo stadio 2 rappresenta il modello lineare più deformabile trascurando completamente l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

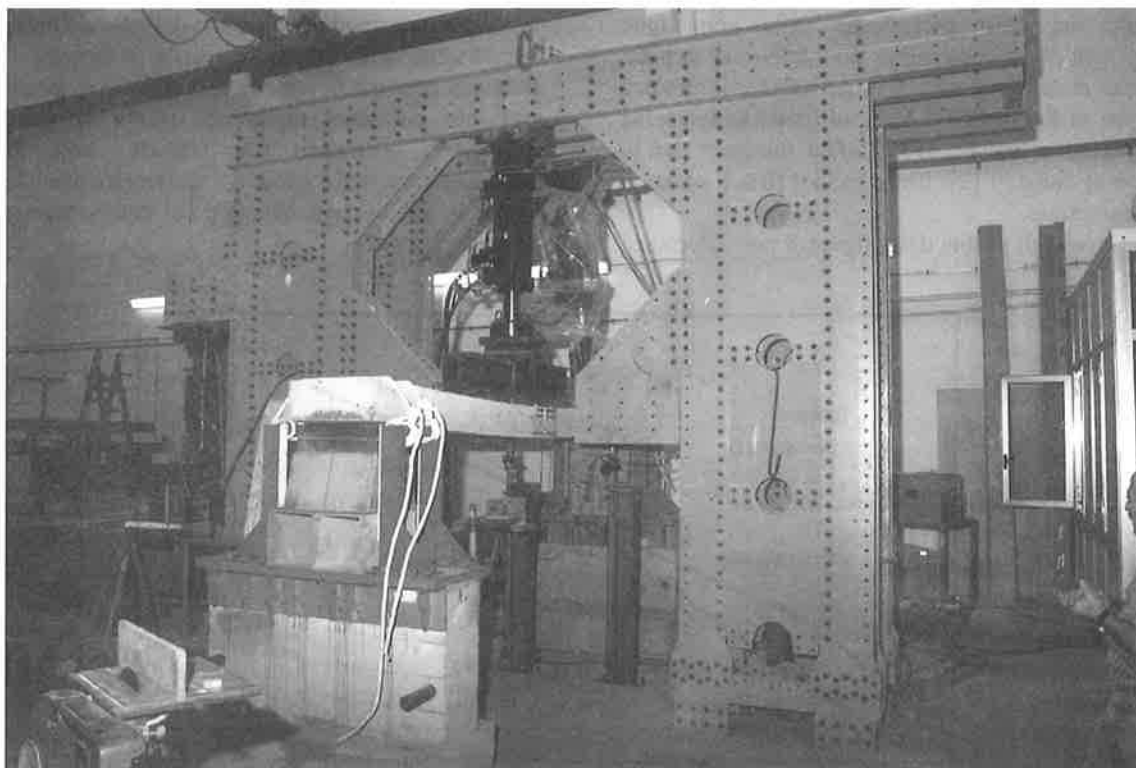


Foto 1 Trave sotto prova.

Nel confronto dei modelli lineari con il comportamento sperimentale si osserva una buona approssimazione nello stadio non fessurato, mentre dopo la fessurazione la curva sperimentale si allontana dalla condizione non fessurata e tende per un livello di carico non molto elevata ad attraversare la retta dello stadio 2; tale risultato mostra pertanto una maggiore deformabilità rispetto alla condizione lineare tutta fessurata che rappresenta la situazione più deformabile in assoluto in ipotesi di comportamento lineare. Questo comportamento non si riscontra generalmente quando si impiegano armature in acciaio ed è pertanto proprio delle solette armate con barre in FRP.

Allo scopo di discutere criticamente questi risultati

è stata analizzata in una prima fase l'influenza dei parametri meccanici dei materiali sulla stima dei modelli lineari: in particolare è stata valutata l'influenza della stima del modulo elastico di entrambi i materiali.

In particolare si è assunta una variazione di $\pm 20\%$ di E_c e la fascia dei risultati è riportata in Fig. 3a; si evidenzia che la rigidezza della sezione è all'incirca proporzionale ad E_c nella condizione non fessurata; al contrario la rigidezza della sezione fessurata ($E_c I_2$) è praticamente indipendente dal modulo elastico del calcestruzzo E_c .

La situazione cambia quando si studia l'influenza della variazione del modulo elastico delle barre E_{FRP} .

In Fig. 3b il modulo elastico del FRP è stato fatto

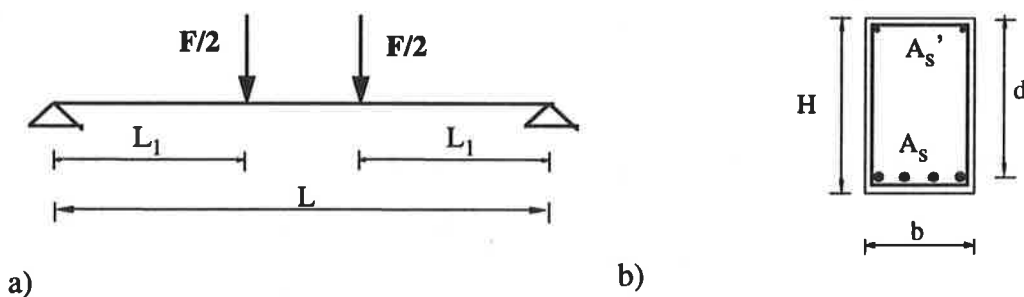


Fig. 1 Caratteristiche della trave sottoposta a prova. a) schema di carico. b) sezione trasversale.

variare del $\pm 10\%$ e si osserva un intervallo di risultati più ampio del caso precedente nella condizione fessurata, mentre la condizione non fessurata è poco influenzata. A tal proposito è importante sottolineare che il valore di $E_{FRP} = 42000 \text{ MPa}$ utilizzato nelle analisi è molto vicino al valore 43350 MPa misurato per lo stesso tipo di barre in [2]: l'intervallo $\pm 10\%$ è pertanto sicuramente ampio.

In conclusione, dall'esame della figura 3 può affermarsi

che la stima del modulo elastico delle barre in FRP è molto più importante della stima del modulo elastico del calcestruzzo nella valutazione della deformabilità degli elementi; peraltro in ogni caso la relazione sperimentale momento curvatura taglia nettamente la retta dello stadio 2. Pertanto tale effetto non dipende dall'incertezza nella stima dei parametri meccanici dei materiali, ma si deve indagare sul comportamento non lineare della trave.

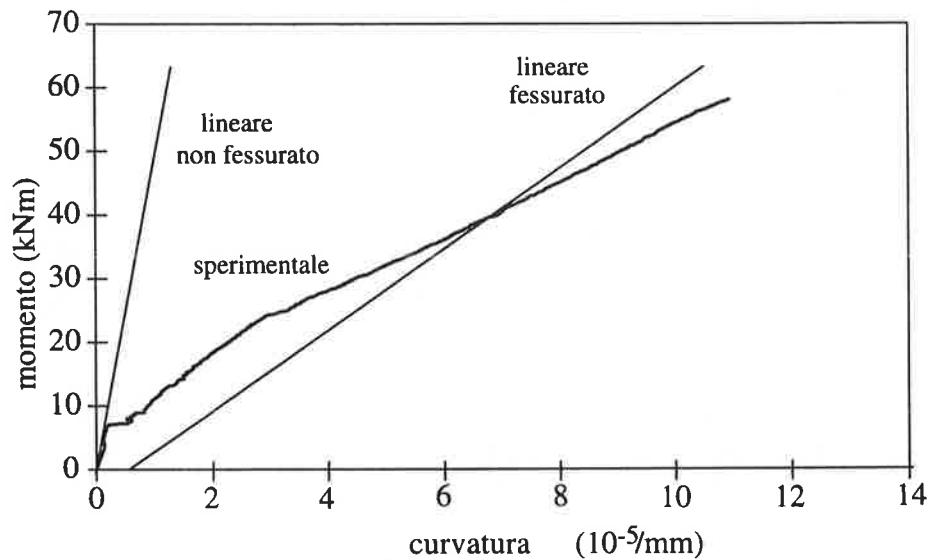


Fig. 2 Relazione sperimentale momento-curvatura e modelli lineari.

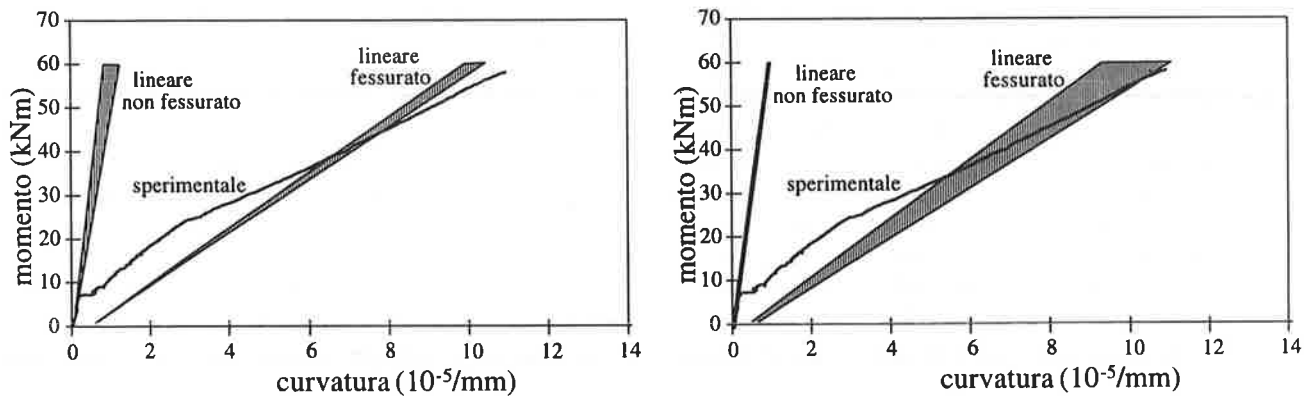


Fig. 3 Influenza della variazione del modulo elastico dei materiali. a) variazione di E_c nell'intervallo $\pm 20\%$. b) variazione di E_{FRP} nell'intervallo $\pm 10\%$.

3. COMPORTAMENTO NON LINEARE DELLA SEZIONE

In questo paragrafo è discusso il comportamento non lineare della sezione in condizione fessurata. In particolare l'analisi numerica è stata condotta

introducendo la relazione costitutiva non lineare per il calcestruzzo compresso proposta in [16] e tenendo in considerazione il "size effect" sul ramo decrescente secondo la formulazione suggerita in [12]. In questo legame si è adottato il modulo tangente calcolato mediante la (1) e la deformazione ultima del

calcestruzzo è stata assunta pari al 0.5%. Per le barre in FRP è stata introdotta la relazione lineare fino a rottura che si evidenzia dal comportamento sperimentale.

La relazione numerica tra momento e curvatura è stata determinata introducendo l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed applicando il ben noto metodo delle strisce; in particolare nelle analisi presentate di seguito la sezione trasversale è stata divisa in 100 strisce orizzontali.

Con riferimento alla trave provata sperimentalmente (cfr. Fig. 1), in Fig.4 è diagrammato l'andamento della tensione nel calcestruzzo al lembo maggiormente compresso e della tensione nell'armatura in FRP, opportunamente adimensionalizzate rispetto ai rispettivi valori ultimi; al variare del momento flettente.

E' interessante osservare come il calcestruzzo mostri un comportamento non lineare già per bassi valori del momento flettente; questo fatto è dovuto al basso modulo elastico delle barre in FRP che nel loro processo di carico richiedono elevati livelli di deformazione e che susseguentemente costringono ad elevate deformazioni anche il calcestruzzo: a titolo di esempio ad un livello tensionale nel FRP pari al 40% del livello ultimo corrisponde l'attingimento del picco tensionale nel calcestruzzo. Inoltre il momento ultimo è individuato dal raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo, mentre le barre raggiungono una tensione pari al 70% della resistenza.

Analizzando la figura si rileva che applicando un coefficiente di sicurezza 2÷3 al valore del momento ultimo per ottenere una sollecitazione flettente di esercizio indicativa, si perviene ad una tensione del calcestruzzo compresso che varia tra l'80% ed il 100% della resistenza. Ciò indica che sicuramente non può superarsi tale limite di sollecitazione, a meno di non accettare deformazioni nel calcestruzzo poste sul ramo

decescente del legame costitutivo in condizioni di servizio.

Peraltro l'intera tematica progettuale va rivista; infatti, pur essendo lo stato di sollecitazione molto lontano dalla crisi della sezione, i valori di compressione nel calcestruzzo sono sicuramente tali da provocare elevata microfessurazione e viscosità non lineare. Il primo problema può essere di rilevanza modesta se i problemi di durabilità sono scongiurati, ma il secondo induce sicuramente un'incremento di freccia che potrebbe condizionare fortemente la progettazione.

Il comportamento non lineare della sezione è evidenziato in Fig. 5 dove la relazione sperimentale momento - curvatura è confrontata con la relazione numerica determinata implementando il legame costitutivo non lineare per il calcestruzzo: è possibile notare che la curva teorica non lineare rappresenta l'asintoto a cui la relazione sperimentale tende per elevati livelli di carico. Lo scostamento della curva sperimentale da quella teorica quantifica l'ammontare dell'effetto del "tension stiffening" dovuto al calcestruzzo teso compreso tra due fessure consecutive: l'entità di quest'effetto dipende strettamente dalla qualità dell'aderenza tra barre in FRP e calcestruzzo.

In conclusione si può dedurre che nelle solette armate con barre in FRP si attingono elevati livelli tensionali nel calcestruzzo ed, in alcuni casi, valori sul ramo decrescente della relazione costitutiva, anche per bassi livelli di sollecitazione esterna. Ciò è dovuto sia all'elevata resistenza che al basso modulo elastico delle barre in FRP. Pertanto è possibile affermare che anche per livelli bassi di carico è necessario, per effettuare la verifica tensionale, introdurre un approccio non lineare al calcolo della sezione, conservando peraltro l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

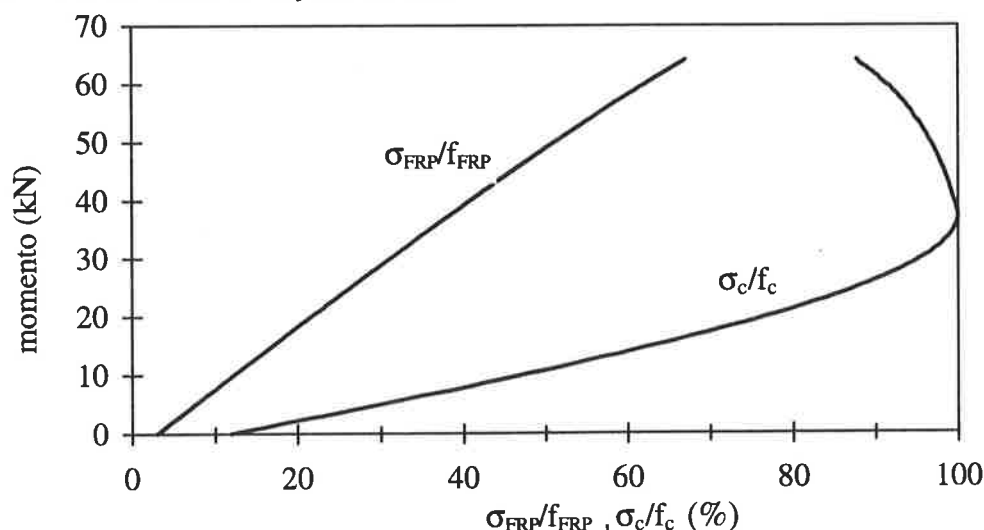


Fig. 4 : Relazione teorica tra le massime tensioni nei materiali ed il momento flettente

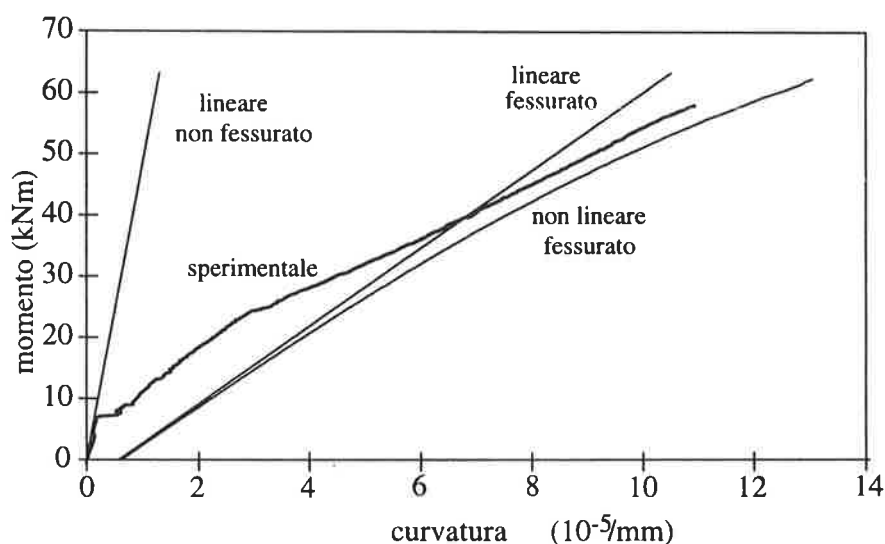


Fig. 5 : Relazione momento-curvatura numerica e sperimentale.

4. DEFORMABILITA' DELLE TRAVI

I risultati descritti nel paragrafo precedente sono stati desunti dai risultati della sola prova descritta e pertanto è opportuno estendere l'analisi effettuata.

Allo scopo di indagare sul carattere generale delle osservazioni, sono state esaminate alcune prove sperimentali condotte da altri autori su travi armate con il medesimo tipo di barre. In particolare si analizzano nel seguito i risultati di [2] (denominate prove II e III), di [4] (prova CB6B) e di [3] (prove ISO1 e ISO3).

I dati geometrici relativi alle differenti prove sono riassunti nella tabella 1 facendo riferimento ai simboli della fig. 1, insieme con la percentuale geometrica di armatura $\rho = A_s / b \cdot d$ e le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati: la resistenza cilindrica media a

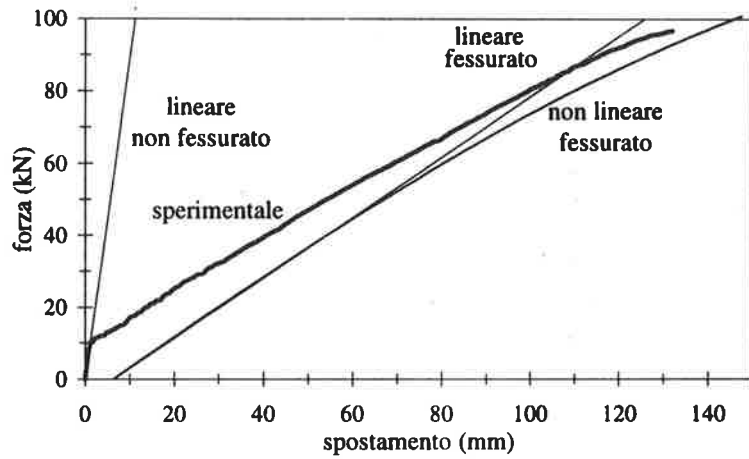
compressione del calcestruzzo f_c , la resistenza del FRP a trazione f_{FRP} , il modulo di elasticità secante del calcestruzzo E_c valutato impiegando la relazione (1), il coefficiente di omogeneizzazione n rapporto dei moduli elastici di calcestruzzo e FRP. Nella prima riga della tabella sono riportati i dati della prova-pilota del programma sperimentale ora in sviluppo da parte degli scriventi.

I risultati delle prove sperimentali, in termini di relazioni forza-spostamento, sono riportati nelle figure 6 e 7 insieme alle simulazioni numeriche. La relazione fessurata non lineare è stata ottenuta per tutte le travi mediante una doppia integrazione delle curvature fessurate lungo la trave; queste ultime sono state valutate utilizzando la procedura numerica brevemente descritta nel paragrafo precedente.

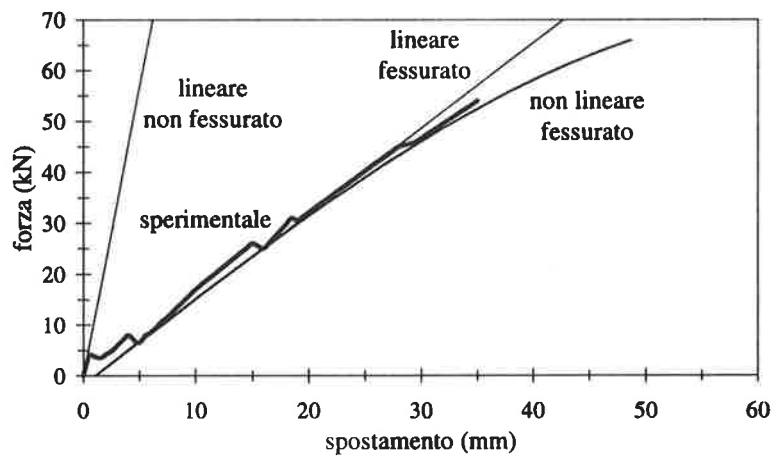
prova	b mm	H mm	d mm	A_s mm	ρ (%)	A_s' mm	L_1 mm	L mm	f_c MPa	f_{FRP} MPa	E_{FRP} GPa	E_c GPa	n
autori	500	180	145	7 ϕ 12.7	1.23	2 ϕ 12.7	1200	3400	30	886	42	26.4	1.6
II	200	210	158	4 ϕ 19	3.59	1 ϕ 6.2	1250	2700	31.3	700	35.6	26.7	1.3
III	200	260	211	4 ϕ 12.7	1.21	1 ϕ 6.2	1250	2700	31.3	886	43	26.7	1.6
ISO1	200	300	261	2 ϕ 19.1	1.10	2 ϕ 6	1000	3000	43.0	690	45	33	1.4
ISO3	200	550	511	2 ϕ 19.1	0.56	2 ϕ 6	1000	3000	43.0	690	45	33	1.4
CB6B	200	300	263	6 ϕ 14.9	1.99	2 ϕ 10	1300	3000	45.0	687	35.7	32	1.1

Tabella 1 - Dati delle prove sperimentali esaminate.

Cosenza et al.



Al Salloum et al. [2] - II



Al Salloum et al. [2] - III

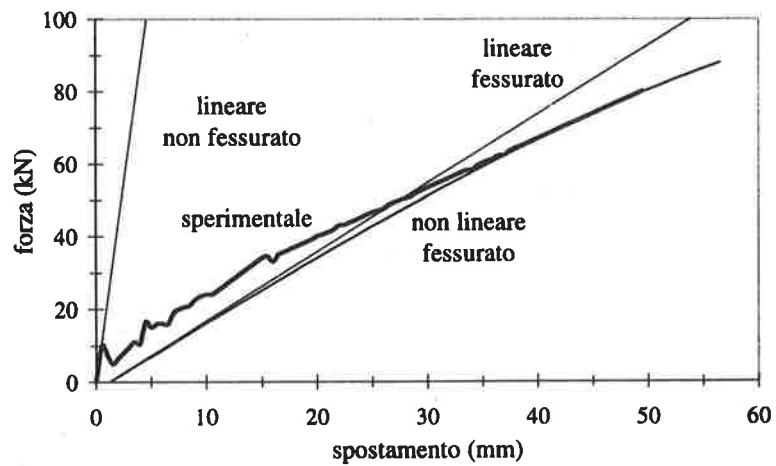


Fig.6 : Curve forza-spostamento teoriche e sperimentali.

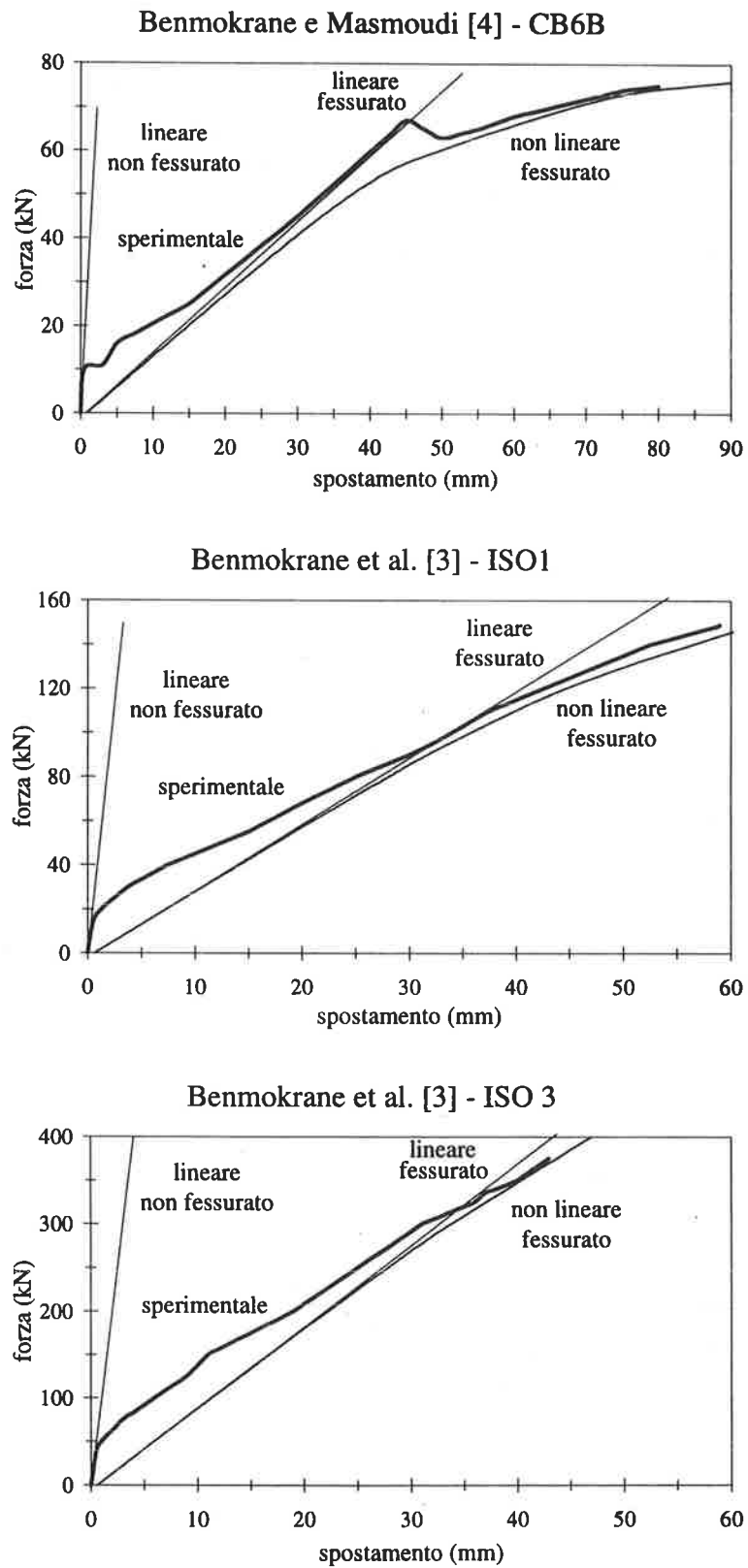


Fig. 7 : Curve forza-spostamento teoriche e sperimentali.

Le considerazioni relative alla deformabilità delle solette armate con barre in FRP precedentemente descritte sembrano essere confermate anche dai risultati sperimentali ottenuti da altri autori in quanto:

- la curva sperimentale al crescere del carico taglia sempre la retta dello stadio 2;
- la curva fessurata non lineare rappresenta l'asintoto a cui tendono le relazioni sperimentali relative a tutte le travi considerate.

A tali osservazioni, che sicuramente chiariscono alcuni aspetti del problema, va però affiancata un'ultima considerazione critica.

Come già detto in precedenza, il carico di servizio è sicuramente al di sotto di un valore compreso tra il 1/3 ed 1/2 del carico ultimo per tutte le travi considerate, qualora si voglia evitare l'impegno del ramo decrescente della relazione σ - ϵ per il calcestruzzo compresso. Se poi si vuole limitare la freccia, ad esempio ad 1/250 della luce, allora è necessario ridurre ulteriormente la sollecitazione in esercizio.

Per tali valori della sollecitazione i risultati sperimentali presi in esame presentano un comportamento molto differenziato. Infatti alcune prove (quelle condotte dagli autori e da Benmokrane [4]) evidenziano un significativo effetto di tension stiffening, mentre altre prove (condotte da Al-Salloum [2] e da Benmokrane[3]) mostrano un effetto irrigidente più contenuto; ciò avviene sebbene in [2] ed in [4] sia stato utilizzato lo stesso tipo di barre (C-Bar™), peraltro utilizzate anche nel caso sperimentale sviluppato dagli scriventi, mentre in [3] si è adoperato un tipo di barre simile (con fibre di E-glass ed una superficie esterna sabbata).

La grande variabilità dei risultati appena evidenziata dimostra dunque la necessità di altre indagini teoriche e sperimentali, ma anche di una rianalisi critica delle prove già condotte. Infatti una stima affidabile della deformabilità di solette armate con barre in FRP rappresenta un punto chiave nella progettazione flessionale di questi elementi, essendo la limitazione della deformabilità il criterio determinante in molti casi.

5. CONCLUSIONI

Sulla base delle considerazioni sperimentali e numeriche svolte in precedenza può affermarsi che le solette armate con barre in plastica fibrorinforzata (FRP) presentano un comportamento flessionale molto differente dalle tradizionali solette armate con tondini in acciaio. I punti di maggiore interesse sembrano essere i seguenti:

- il basso modulo elastico a trazione delle barre in

FRP provoca un alto livello tensionale del calcestruzzo compresso anche per valori del momento flettente modesti rispetto al valore ultimo;

- il modello della sezione lineare fessurato (stadio 1), molto utilizzato nell'analisi di deformabilità delle travi armate con tradizionali tondini in acciaio, appare poco affidabile anche per ridotti livelli di carico. Pertanto l'analisi delle solette armate con barre in FRP richiede l'uso di un approccio non lineare per determinare in maniera affidabile, la massima tensione nel calcestruzzo compresso, la deformabilità della sezione e di conseguenze la freccia delle travi;
- la valutazione del livello di sollecitazione effettivamente tollerabile in servizio è un problema sicuramente aperto; infatti da un lato i problemi connessi con la durabilità (ampiezza delle fessure, microfessurazione del calcestruzzo in compressione ecc.) diminuiscono di importanza, ma dall'altra si riscontra un notevole aumento di deformabilità degli elementi, che potrebbe essere esaltato dal prevedibile aumento dei problemi di viscosità;
- per i carichi di servizio che in prima approssimazione possono prevedersi, le prove confrontate mostrano un comportamento molto differente in termini di tension stiffening. Pertanto sono sicuramente necessarie altre prove sperimentali ed analisi teoriche per pervenire ad un attendibile metodo di calcolo delle frecce, la cui limitazione influenza in maniera sicuramente determinante la progettazione strutturale delle solette armate con barre in plastica fibrorinforzata.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI COMMITTEE 440 (1996). "State of the Art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures", American Concrete Institute, Detroit.
- [2] AL-SALLOUM, Y.A., ALSAYED, S.H., ALMUSALLAM, T.H., AMJAD M.A. (1996). "Evaluation of Service Load Deflection for Beams Reinforced by GFRP Bars", II Advanced Composite Materials in Bridge and Structures Conference, Montreal, 11-14 August 1996, p. 165-172.
- [3] Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R. (1996). "Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars", ACI Structural Journal, vol. 93, n.1, p. 46-55.

- [4] Benmokrane, B., Masmoudi R. (1996). "FRP C-Bar as Reinforcing Rod for Concrete Structures", II Advanced Composite Materials in Bridge and Structures Conference, Montreal, 11-14 August 1996, p. 181-188.
- [5] Brown, V.L.; Bartholomew, C.L. (1993). "FRP Reinforcing Bars in Reinforced Concrete Members", ACI Materials Journal, vol. 90, n.1, p. 34-39.
- [6] CEB (1993). "Model Code 90", Comitè Euro-Internationale du Beton, Bulletin d'Information n° 213/214, Lausanne.
- [7] CHBDC Technical Subcommittee 16 (1996). "Design Provisions for Fibre Reinforced Structures in the Canadian Highway Bridge design Code", II Advanced Composite Materials in Bridge and Structures Conference, Montreal, 11-14 August 1996, p. 391-406.
- [8] Cosenza, E., Manfredi G., Realfonzo R. (1997). "Behaviour and Modelling of Bond of FRP Rebars to Concrete", ASCE Journal of Composites Construction, n.2.
- [9] Cosenza, E., Greco C., Manfredi G., Pecce M. (1997). "Experimental and Theoretical Behaviour of R.C. Beams with FRP Rebars", IABSE Conference New Technologies in Structural Engineering, Lisbon, 3-5 July 1997.
- [10] Cosenza, E., Greco C., Manfredi G., Pecce M. (1997). "Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Bars", Third International Symposium on Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 October 1997.
- [11] Faza, S.S.; Gangarao, H.V.S. (1992). "Pre- and Post- Cracking Deflection Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Rebars", I Advanced Composite Materials in Bridge and Structures Conference, Sherbrooke, Canada, 1992, p. 151-160.
- [12] Hilleborg, A. (1989). - "The Compression Stress-Strain Curve for Design of Reinforced Concrete Beams", Fracture Mechanics: Application to Concrete, ACI SP-118, p. 281-294.
- [13] IRACC-96 (1996). "International Research on Advanced Composites in Construction", Final Report, August.
- [14] JSCE (1993). "State of the Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials", Concrete Engineering Series N°3, October.
- [15] JSCE (1995). "Recommendation for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials", Draft Version, July.
- [16] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1989). "Theoretical Stress-Strain Model of Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114, No. 8, p. 1804-1825.
- [17] Nanni A. (1993) "Flexural Behavior and Design of RC Members using FRP Reinforcement", ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 119, n. 11, p. 3344-3359.

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DELL'ADERENZA FRA CALCESTRUZZO E BARRE IN PLASTICA FIBRO-RINFORZATA

Edoardo COSENZA, Carlo GRECO, Gaetano MANFREDI, Roberto REALFONZO

Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale
Via Claudio 21, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

In questo lavoro viene affrontato il problema dell'aderenza tra barre in plastica fibro-rinforzata ed il calcestruzzo. A tal fine si propone un breve stato dell'arte sull'argomento e sono presentati i risultati preliminari di una campagna sperimentale, basata su prove di aderenza di tipo "beam-test" modificato, messa a punto al fine di valutare l'interazione tra barre in fibra di vetro ad aderenza migliorata (in particolare le C-BarTM della Marshall) ed il calcestruzzo.

SUMMARY

In this paper the study of bond between fiber reinforced plastic rebars and concrete is carried out. For this reason a brief state-of-the-art is presented and preliminary results obtained by performing bond tests are shown. Tests were performed by using a modified beam-type specimens in order to analyze bond between deformed glass fiber reinforced plastic rebars (namely C-BarTM by Marshall) and surrounding concrete.

1. INTRODUZIONE

I danni provocati sulle strutture in cemento armato ed in cemento armato precompresso dalla corrosione delle armature metalliche comportano ingenti spese di riparazione e/o sostituzione degli elementi strutturali. A titolo d'esempio si pensi alle solette degli impalcati da ponte, ove il fenomeno della corrosione risulta ulteriormente esaltato dall'uso dei sali antighiaccio.

La conseguente necessità di ovviare agli inconvenienti provocati dalla scarsa durabilità delle parti in acciaio ha provocato un crescente interesse verso l'utilizzo di tecniche e materiali innovativi. Alcune tecniche, quali la protezione catodica delle barre o l'uso delle cosiddette "barre epoxy-coated", hanno avuto un rapido sviluppo consentendo di limitare i danni dovuti alla corrosione, ma non sempre fornendo risultati soddisfacenti.

Un nuovo approccio consiste nell'utilizzare, per la realizzazione di strutture in c.a. e c.a.p., al posto degli elementi in acciaio elementi analoghi realizzati con materiali compositi fibro-rinforzati.

Tali prodotti (detti anche in plastica fibro-rinforzata) sono generalmente realizzati adoperando fibre organiche (aramidiche) ovvero inorganiche (carbonio o vetro) che vengono impregnate con una resina (la matrice). Le resine più adoperate sono le termoindurenti (poliestere, vinilestere, etc.), e le resine termoplastiche.

Le fibre rappresentano la parte ad alta resistenza ed elevata rigidità del composito ottenuto dall'unione fibre-matrice, mentre quest'ultima, che presenta una maggiore deformabilità, svolge essenzialmente la funzione di proteggere e mantenere assieme in un unico elemento le fibre. In funzione del tipo di fibre adoperate, i prodotti in plastica fibro-rinforzata (che sinteticamente diremo "in FRP") vengono generalmente individuati con una sigla; si distinguono infatti compositi con fibre di vetro (GFRP - glass fiber reinforced plastic), con fibre di carbonio (CFRP - carbon FRP), con fibre aramidiche (AFRP - aramid FRP).

Il confronto tra le caratteristiche di questi prodotti e quelle degli acciai comunemente adoperati nelle opere

di ingegneria civile, evidenzia vantaggi e svantaggi degli FRP. Tra i primi si ricordano: l'alta resistenza alla corrosione; l'elevato rapporto resistenza-densità di massa; il miglior comportamento a fatica; le eccellenti proprietà di isolamento elettrico; il peso specifico molto basso. Tra i requisiti che appaiono meno confortanti si segnalano: l'alto costo (specie per i prodotti in fibra di carbonio); il basso modulo di elasticità; la non elevata deformazione a rottura; il decadimento della durabilità nel caso di fibre in vetro per attacco alcalino; la non elevata resistenza al fuoco. Inoltre, per utilizzazione di cavi in FRP per strutture in c.a.p. va ricordata la difficoltà di realizzazione di idonei sistemi di ancoraggio. Infine, i compositi fibro-rinforzati mostrano un comportamento elastico lineare fino a rottura.

In commercio sono disponibili diversi elementi in FRP per uso nel settore dell'ingegneria civile, dotati di forme diverse a seconda del tipo di impiego cui sono destinati: sono disponibili, infatti, barre di sezione circolare, per armatura di elementi in calcestruzzo, piattine di sezione rettangolare e nastri (in genere in fibra di carbonio), adoperati per operazioni di rinforzo di elementi in c.a. o in muratura e cavi da utilizzare per strutture in cemento armato precompresso.

Per ciò che concerne le barre, di cui ci si occupa in questo articolo, esistono in commercio numerose tipologie: oltre alle semplici barre lisce vi sono infatti numerosi brevetti di barre ad aderenza migliorata ottenute mediante procedimenti di lavorazione anche profondamente diversificati.

Le barre ad aderenza migliorata possono essere classificate in tre diverse categorie:

1. barre ottenute mediante trattamenti superficiali (ad esempio operazioni di sabbiatura);
2. barre ottenute con processi di lavorazione che forniscono una superficie esterna quanto meno "corrugata" (con risalti, indentazioni);
3. barre sia "corrugate" che trattate in superficie.

Numerosi studi sperimentali sono stati condotti negli ultimi anni al fine di stabilire, oltre alle caratteristiche meccaniche delle barre in composito (caratteristiche per altro piuttosto variabili al variare del tipo e della percentuale di resina e di fibre), le prestazioni in termini di aderenza che i prodotti attualmente in commercio sono in grado di offrire. Tuttavia, stante l'estrema eterogeneità dei molteplici tipi di barre sottoposte ai tests (barre in fibre di vetro, aramidiche, di carbonio; con superficie liscia, trattata con sabbiatura, corrugata etc.) i risultati ottenuti, sia per ciò che concerne il comportamento meccanico delle barre che per quanto attiene l'aderenza, risultano piuttosto dispersi, a testimonianza di prestazioni anche fortemente diverse passando da un tipo di barra ad un altro. Parallelamente altri Autori hanno dedicato la loro attenzione alla modellazione analitica dei fenomeni

fisici. Per ciò che riguarda l'aderenza, di cui ci si occupa in questo lavoro, sono state proposte diverse formulazioni del legame tensione tangenziale-scorrimento (τ - s): alcune di queste sono state derivate da legami analitici proposti in passato per il caso di barre in acciaio, altre sono state ottenute espressamente per il caso delle barre in FRP. Gli studi di confronto tra i risultati sperimentali e le leggi analitiche hanno consentito di valutare l'affidabilità dei legami costitutivi proposti.

In questo lavoro si presenta un breve stato dell'arte sugli studi teorico-sperimentali effettuati al fine di indagare sull'aderenza tra barre in FRP ed il calcestruzzo. Vengono, inoltre, presentati i risultati preliminari di una campagna di prove sperimentali, tuttora in corso, messa a punto per valutare l'aderenza tra un nuovo tipo di barra in fibra di vetro (C-BarTM della Marshall) ed il calcestruzzo.

2. L'ADERENZA TRA BARRE IN MATERIALE COMPOSITO ED IL CALCESTRUZZO

L'aderenza tra gli elementi di armatura ed il calcestruzzo circostante è probabilmente il fenomeno che riveste maggiore importanza nel determinare il comportamento di elementi in cemento armato ovvero in cemento armato precompresso.

Nel primo caso, sia al servizio che in condizioni ultime, i meccanismi di interazione tra i due materiali dipendono fortemente dalla qualità dell'aderenza: i meccanismi resistenti a flessione, taglio e torsione sono strettamente correlati alla presenza di un'adeguata aderenza tra il calcestruzzo e le barre di armatura; le verifiche allo stato limite di servizio, come il controllo dell'apertura delle fessure ovvero delle deformazioni della struttura, richiedono la valutazione degli effetti del tension-stiffening, fenomeno direttamente dipendente dall'aderenza.

Nel caso delle strutture in c.a.p. notevole importanza assume il meccanismo di trasferimento degli sforzi di pretensione dai cavi al corpo dell'elemento in calcestruzzo: tale meccanismo, come è noto, è governato dall'aderenza.

In definitiva lo sviluppo di un'adeguata aderenza è un aspetto chiave del comportamento strutturale qualsiasi sia il tipo di rinforzo adoperato e, pertanto, anche nel caso delle barre in plastica fibro-rinforzata.

2.1 I meccanismi

L'aderenza calcestruzzo-barra in FRP si manifesta in maniera diversa rispetto al caso tradizionale delle barre in acciaio. Ciò è dovuto sia alle diversità che in molti casi si riscontrano per ciò che concerne la geometria della superficie esterna che, soprattutto, a causa delle differenze anche notevoli a livello di

caratteristiche meccaniche dei materiali, senza dimenticare che nel caso di materiali fibro rinforzati tali proprietà mutano al variare della direzione di carico (anisotropia).

I meccanismi con cui si attiva l'interazione tra barra in FRP e calcestruzzo circostante sono stati oggetto di studio di numerosi Autori negli ultimi anni. Le indagini, prevalentemente di tipo sperimentale, hanno consentito di indagare sull'aderenza di numerosi tipi di barre, caratterizzate da tipologie anche notevolmente diversificate per ciò che concerne la forma della superficie esterna (barre lisce, barre con risalti, indentazioni, etc.) e costituite da materiali di svariata natura (diverse resine per la matrice e fibre di rinforzo). Inoltre le prove sperimentali sono state eseguite in condizioni ambientali diverse (sia per temperatura che per ciò che concerne la presenza di agenti aggressivi) al fine di valutare l'influenza di tali parametri sull'aderenza.

I risultati sperimentali hanno messo in luce i fattori principali che condizionano il meccanismo di aderenza; tra questi si ricordano: l'aderenza chimica (adesione), l'attrito dovuto alla scabrezza delle superfici a contatto, il meccanismo di ingranamento tra le asperità della superficie della barra ed il calcestruzzo (evidentemente nel solo caso di barre ad aderenza migliorata), il confinamento esplicito dalle staffe, la pressione idrostatica indotta sulla barra dai fenomeni di ritiro del calcestruzzo, etc.[2].

Durante i tests è stato evidenziato come l'adesione intervenga nella fase iniziale, per valori pressoché nulli degli scorrimenti; successivamente, vinta la resistenza di tipo chimico, l'interazione barra-calcestruzzo è affidata al meccanismo attritivo, nel caso di barre lisce (con o senza trattamenti superficiali), ovvero ad un ingranamento meccanico tra le deformazioni della superficie delle barre ed il calcestruzzo, nel caso di barre genericamente dette "ad aderenza migliorata". Come si dirà meglio in seguito l'entità dell'interlocking meccanico è piuttosto variabile e dipende dalla forma delle "asperità" superficiali della barra nonché dal materiale di cui è composta la matrice.

Si è detto in precedenza dell'estrema eterogeneità delle barre presenti sul mercato. In assenza di uno standard molteplici sono stati difatti i brevetti messi a punto dalle industrie. In conseguenza di ciò i risultati sperimentali mostrano chiare dispersioni nei valori dell'aderenza (come si vedrà nel paragrafo successivo) ed anche i meccanismi riscontrati si presentano piuttosto diversi da barra a barra.

Nel tentativo di riordinare la grande mole di risultati prodotti sono state proposte, in un recente passato, alcune classificazioni "di tentativo" che consentissero di raggruppare i vari tipi di barra seguendo criteri prestabiliti.

Un primo tipo di classificazione fu, ad esempio, proposto da Kanakubo et al. [16] sulla base dei meccanismi di trasferimento delle tensioni tra barra e calcestruzzo. Gli Autori individuarono due meccanismi diversi:

- *meccanismo resistente attritivo*
- *meccanismo resistente per ingranamento*

a cui associarono diversi tipi di barre. In particolare, al primo tipo di meccanismo furono associate le barre lisce (smooth rebars) ed i cavi da precompressione (strand-shaped rebars) ed al secondo tipo le barre la cui superficie presentava dentature (ribbed rebars).

Sulla base delle osservazioni effettuate da altri ricercatori la classificazione citata appare tuttavia inadeguata soprattutto per ciò che concerne il comportamento delle barre dentate.

A causa della forte orientazione delle fibre lungo l'asse longitudinale delle barre, infatti, il comportamento meccanico di queste risulta fortemente anisotropo; in particolare le proprietà meccaniche in direzione trasversale risultano dipendenti essenzialmente dalle proprietà della resina di cui è costituita la matrice e non risentono del notevole miglioramento introdotto dalla presenza delle fibre di rinforzo. Pertanto la resistenza a taglio dei denti delle barre, nonché la loro deformabilità, può risultare, a seconda della geometria della dentatura, minore della resistenza a compressione del calcestruzzo circostante e pertanto, il fenomeno di interlocking meccanico, che è fortemente condizionato dalla resistenza della matrice, può essere in pratica poco rilevante venendo meno, per il danneggiamento dei denti della barra, repentinamente l'ingranamento barra-calcestruzzo [2,4].

Va detto inoltre che le proprietà della superficie della barra, da cui dipende notevolmente l'aderenza, risultano considerevolmente influenzate dalla temperatura e dalle condizioni ambientali e per tal motivo numerose prove sperimentali sono state condotte per saggiare l'effettiva influenza dei parametri ambientali [14,20].

In un recente lavoro, Cosenza et al. [9] hanno proposto uno stato dell'arte ragionato sulle prove di aderenza nel quale i risultati dei vari tests sono stati classificati sulla base di proprietà geometriche della superficie esterna della barra. Le molteplici tipologie sottoposte a prova sono state quindi classificate in due grandi "famiglie":

- *barre lisce (straight FRP rods)*
- *barre ad aderenza migliorata (deformed FRP rods)*

2.1.1 Le barre lisce

Indipendentemente dal tipo di materiali adoperati (resina e fibre), in [9] tra le barre lisce furono considerate le seguenti tipologie: barre lisce e barre

liscie superficialmente trattate (ad esempio con processi di sabbatura).

I meccanismi di aderenza riscontrati dai numerosi tests effettuati su barre siffatte [1,12,15,18,21] hanno evidenziato il duplice contributo di adesione ed attrito anche se l'aderenza di tipo chimico è risultata apprezzabile solo nel caso di barre con trattamenti superficiali. Inoltre le prove sperimentali hanno consentito di verificare come l'attrito risultasse più o meno importante al variare del tipo di resina adoperata per la matrice [2,18,21] e come i procedimenti di sabbatura comportassero essenzialmente un incremento di adesione dando vita ad un comportamento più resistente ma fortemente fragile (brusco distacco delle particelle di "sabbia" dalla superficie della barra) [15].

2.1.2 Le barre ad aderenza migliorata

Tra le barre ad aderenza migliorata in [9] sono state considerate diverse tipologie all'interno di ciascuna delle quali è possibile riscontrare ancora una certa eterogeneità di prodotti (differente geometria dei risalti e differente distanza tra ciascuno di essi, nonché diversi materiali). Le tipologie "ad aderenza migliorata" considerate in [9] sono le seguenti:

- barre con dentatura
- barre ottenute con un procedimento di tessitura tale da creare asperità sulla superficie esterne (le diremo in seguito "attorcigliate")
- barre indentate
- trefoli da cemento armato precompresso
- barre lisce con una spirale incollata sulla superficie.

Ovviamente l'estrema diversità tra i tipi di barre citati ha condotto a variazioni anche significative dell'aderenza sia da un punto di vista qualitativo (meccanismi) che, come sarà mostrato nel paragrafo successivo, da un punto di vista qualitativo (resistenze).

Le prove di pull-out hanno mostrato come il meccanismo di aderenza e la resistenza allo sfilamento della barra dipendano sostanzialmente dalle caratteristiche meccaniche e dalla geometria della barra, nonché dalla classe del calcestruzzo adoperato. Il parametro che tuttavia sembra avere maggiore influenza sul tipo di meccanismo di interazione è fornito dalle caratteristiche meccaniche della resina di cui è costituita la matrice che condizionano la resistenza e la deformabilità a taglio dei risalti (denti, indentazioni) presenti sulla superficie esterna della barra.

L'aderenza si sviluppa per l'azione combinata di tre diversi fenomeni: adesione, attrito, ingranamento meccanico. Tuttavia l'ultima aliquota, quella fornita dall'interlocking, diviene più o meno importante a seconda dei casi.

Le prove sperimentali hanno mostrato, infatti, come in alcuni casi la resistenza dei denti non è tale da consentire un fenomeno di interlocking paragonabile a quello riscontrato per i tradizionali tondini di acciaio ad aderenza migliorata. E' questo il caso, ad esempio, delle barre con spirale incollata per le quali è stato notato che per valori modestissimi degli scorrimenti si verifica un repentino scollamento della spirale dalla superficie della barra e, pertanto, l'aderenza viene attivata sostanzialmente per attrito [19]. In altri casi, invece, l'effetto di ingranamento risulta quanto meno avvertibile e condiziona il fenomeno [13].

Tuttavia, per tutti i casi presentati in [9], è stato notato che l'aderenza barra-calcestruzzo presenta diversità di rilievo rispetto al caso dei tondini in acciaio. Diversamente da quanto avviene in quest'ultimo caso, per le barre in FRP anche se l'interazione di tipo meccanico si sviluppa, l'aderenza è fortemente condizionata dalle proprietà della barra che si danneggia in superficie anche sensibilmente a causa del contatto con il calcestruzzo circostante. In conseguenza di ciò, diversamente dal caso tradizionale, le fessurazioni nel calcestruzzo, se presenti, risultano meno spinte e la dipendenza dalla classe di calcestruzzo meno evidente [3,4,17]. In genere, inoltre, le prove di pull-out hanno evidenziato comportamenti più deformabili (scorrimenti di entità rilevante) rispetto al caso dei tondini in acciaio.

2.2 La resistenza

I valori delle resistenze allo sfilamento e gli andamenti dei legami costitutivi τ -s (tensione tangenziale-scorrimento) evidenziati dalle prove sperimentali sono ovviamente fortemente condizionati dai meccanismi attivatisi nei vari casi (che come visto risultano funzione, essenzialmente, delle proprietà dei materiali di cui è costituita la barra e della geometria di quest'ultima). Tuttavia anche altri parametri giocano un ruolo importante; tra questi si ricordano:

- la pressione di confinamento
- il diametro della barra
- la posizione della barra rispetto al getto
- la posizione della barra nella sezione
- la lunghezza di ancoraggio
- le condizioni ambientali

Numerose prove sperimentali hanno consentito di indagare l'influenza di tali parametri [1,2,4,10,14,18-21].

Nel seguito si presentano i risultati salienti di prove sperimentali eseguite da vari Autori (sia prove di pull-out che beam-tests) e condotte al fine di valutare l'aderenza tra barre in FRP, di varie tipologie, ed il calcestruzzo.

In tabella 1 vengono riportati i valori massimi della resistenza allo sfilamento (τ_{max}) e dello scorrimento

corrispondente (s_{max}) nonché i coefficienti di variazione (C.O.V.) di tali valori per le barre cui si riferiscono i tests raccolti in letteratura, avendo preliminarmente suddiviso le barre in 7 categorie differenti.

Tipo di barre	N° di tests	τ_{max} (MPa)	COV	s_{max} (mm)	COV
Lisce	10	1.19	0.44	0.26	1.29
Lisce e Sabbiate	5	12.05	0.09	0.13	0.37
Trefoli	3	4.15	0.08	0.45	0.24
Con dentatura	27	11.61	0.34	1.23	1.19
Indentate o attorcigliate	12	10.20	0.10	2.14	0.61
Deformate e sabbiate	2	17.78	0.08	0.15	0.00

Tab.1 - Prove di aderenza: valori medi e coefficienti di variazione dei parametri principali

I valori talvolta piuttosto elevati dei coefficienti di variazione sono dovuti sia all'estrema eterogeneità delle barre riscontrata, come già precedentemente detto, anche all'interno di ciascuna sottoclasse, che alla variabilità della classe di calcestruzzo (valori della resistenza a compressione compresi tra 25 e 70 Mpa) e del diametro delle barre (da 8 a 18 mm).

Va preliminarmente detto che i valori di τ_{max} rappresentano valori medi ottenuti dividendo il valore della forza di pull-out applicata per la superficie di contatto barra-calcestruzzo (dipendente dalla lunghezza del tratto ancorato e dal diametro della barra), mentre i valori dello scorrimento s_{max} sono, in genere, misurati in corrispondenza dell'estremo libero della barra.

2.2.1 Le barre lisce

Le prove sperimentali condotte su barre lisce e su barre lisce e successivamente sabbiate hanno mostrato il notevole incremento dell'aderenza ottenuto adoperando procedimenti di trattamento superficiale. Come è possibile vedere in Tabella 1, infatti, si passa da valori medi di τ_{max} di circa 1.2 MPa nel caso di barre lisce a valori 10 volte superiori per le barre sabbiate ($\cong 12.0$ MPa). Anche adoperando altri procedimenti di trattamento superficiale sono stati ottenuti incrementi sensibili ma inferiori a quelli citati [1,12].

Come già accennato in precedenza, l'aumento di τ_{max} connesso alla sabbatura è da ascriversi principalmente ad un aumento dell'adesione (aderenza a valori praticamente nulli degli scorrimenti) ed in parte ad un incremento del coefficiente di attrito.

Le barre lisce ed anche le barre sabbiate non appaiono tuttavia adeguate ad un uso in sostituzione di

tondini di acciaio nelle strutture in cemento armato come dimostrato in [8].

2.2.2 Le barre ad aderenza migliorata

I valori della τ_{max} riportati in Tab.1 mostrano come, per le barre ad aderenza migliorata, il tipo di superficie esterna risulti determinante ai fini della resistenza allo sfilamento. I valori della resistenza ottenuti per i trefoli (mediamente 4.15 MPa) risentono, difatti, della mancata attivazione del meccanismo di interlocking meccanico. L'aderenza è pertanto, in linea di massima, fornita dal doppio contributo di adesione (in una fase iniziale) ed attrito (per scorrimenti diversi da zero).

Analogo comportamento si registra nel caso di barre ottenute mediante incollaggio su barre lisce di una spirale esterna. I risultati (non riportati in tabella) sono presentati in [19]. I bassi valori medi della τ_{max} ($\cong 4.5$ MPa) sono dovuti, anche in tal caso, al comportamento prevalentemente attritivo che viene ad istaurarsi (l'ingranamento barra-calcestruzzo viene rapidamente meno a causa dello scollamento della spirale riportata).

I valori ottenuti in caso di barre con risalti o con indentazioni (che somigliano di più alle tradizionali barre da cemento armato) risultano, invece, piuttosto soddisfacenti ($\cong 11$ MPa) e dello stesso ordine di grandezza di quelli riscontrati per i tondini di acciaio ad aderenza migliorata ($\cong 13$ MPa). Tuttavia, il legame τ - s delle barre in FRP è mediamente più deformabile dell'analogo legame ottenuto per barre in acciaio.

Come per le barre lisce anche per le barre ad aderenza migliorata la sabbatura comporta un incremento sensibile di resistenza allo sfilamento (fino ad oltre 17 MPa) ma anche in tal caso il legame fragile non lascia ben sperare per un impiego nella pratica tecnica di tali barre. In [8] è stato mostrato come, da una prima analisi, le migliori prospettive per barre da cemento armato si concentrino su barre con risalti, in fibra di vetro, di piccolo diametro.

3. CENNI SUI MODELLI ANALITICI DEL LEGAME COSTITUTIVO

Volendo includere, in analisi numeriche effettuate per valutare il comportamento di elementi e strutture in cemento armato, i fenomeni connessi all'interazione tra barra e calcestruzzo, è necessario definire un modello analitico del legame costitutivo dell'aderenza. Per tal motivo recentemente alcuni Autori hanno dedicato la loro attenzione allo sviluppo di modelli in grado di riprodurre, con buona affidabilità, i legami costitutivi dell'aderenza tra barre in FRP ed il calcestruzzo.

Nel seguito si riporta, sinteticamente, uno stato dell'arte sui modelli ad oggi disponibili.

3.1 Il modello di Malvar

Il primo modello del legame τ -s sviluppato per barre in FRP lo si deve a Malvar [19]. Tale modello è in grado di riprodurre l'intero legame costitutivo con un'unica legge analitica dipendente da due sole costanti (denotate dall'Autore con le lettere F e G) da determinarsi sulla base di un'analisi statistica dei risultati sperimentali (in [19] Malvar individuò i valori da attribuire alle 2 costanti nel caso di barre in fibra di vetro di diversa tipologia).

L'espressione analitica del modello è fornita da:

$$\frac{\tau}{\tau_m} = \frac{F(s/s_m) + (G-1)(s/s_m)^2}{1 + (F-2)(s/s_m) + G(s/s_m)^2}$$

dove con τ_m ed s_m sono stati indicati la resistenza massima e lo scorrimento corrispondente.

3.2 Il modello di Eligehausen, Popov e Bertero

Il ben noto modello analitico del legame τ -slip, proposto da Eligehausen, Popov e Bertero, per il caso di barre tradizionali in acciaio [11], è stato adoperato con successo anche nel caso di barre in plastica fibro rinforzata [1,6,12].

Il legame presenta un primo tratto ascendente caratterizzato dalla seguente espressione:

$$\frac{\tau}{\tau_1} = \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha$$

con τ_1 resistenza di aderenza massima ed s_1 scorrimento corrispondente, mentre α (che nel caso di barre di acciaio ad aderenza migliorata risulta pari a 0.40) è un parametro da determinarsi sulla base dei dati sperimentali.

Il legame suddetto presenta, inoltre, un successivo ramo orizzontale (con $\tau=\tau_1$) fino ad uno scorrimento $s=s_2$, quindi un tratto lineare decrescente fino al punto di coordinate (s_3, τ_3) , ed infine, un nuovo tratto orizzontale con $\tau=\tau_3$. Il valore della tensione tangenziale τ_3 rappresenta la componente attritiva della resistenza.

In [7] è stata proposta una lieve modifica al legame di Eligehausen et al.. Tale formulazione semplificata, ottenuta dal legame originale eliminando il primo tratto a τ costante ($\tau=\tau_1$), consente un miglior accordo tra la legge analitica ed i risultati sperimentali evidenziati nel caso di barre in plastica fibro-rinforzata.

3.3 Il modello C.M.R.

Un ulteriore modello analitico del legame costitutivo dell'aderenza è stato proposto da Cosenza et al. [5]. Il modello, denominato C.M.R., fornisce il solo tratto ascendente del legame τ -slip che, per altro,

risulta di grande interesse nelle valutazioni del comportamento al servizio. Il modello C.M.R. è fornito dalla seguente espressione:

$$\frac{\tau}{\tau_m} = (1 - \exp\{-s/s_r\})^\beta$$

con τ_m valore massimo della tensione di aderenza, s_r e β parametri da determinarsi sulla base dei dati sperimentali.

3.4 Alcune considerazioni sui modelli presentati

In [7] è stato mostrato come il modello di Eligehausen et al. fornisca, anche nella sua versione modificata ("Modified B.P.E. Model"), un buon accordo con i legami τ -s sperimentali, mentre il modello di Malvar appare meno affidabile in particolare per ciò che concerne il tratto iniziale della curva tensione tangenziale-scorrimento.

La legge di Malvar, infatti, fornisce un valore finito della pendenza per $s=0$ non cogliendo, pertanto, il fenomeno dell'adesione iniziale (resistenza a scorrimento nullo). Per ciò che concerne la modellazione del tratto ascendente, che come è stato sottolineato riveste importanza notevole, i risultati più soddisfacenti sono forniti dal modello C.M.R..

4. LE PROVE SPERIMENTALI

Lo scopo principale di questo studio è indagare sull'aderenza tra barre ad aderenza migliorata in fibra di vetro ed il calcestruzzo, effettuando valutazioni sia sul tipo di meccanismo di interazione che si instaura per il particolare tipo di barra in esame, che sul legame costitutivo τ -s. A tal fine è stata organizzata una campagna sperimentale basata su prove di aderenza effettuate adoperando un sistema tipo "Beam-test" modificato, di cui si presentano nel seguito i risultati preliminari.

4.1 I materiali

Le prove di aderenza in oggetto sono state realizzate presso il Laboratorio del Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale dell'Università di Napoli Federico II. Esse sono state condotte su provini di calcestruzzo prismatici nei quali è stata annegata una barra in fibra di vetro del diametro di 4/8 di pollice ($\cong 12.7$ mm). La barra è stata resa aderente per un tratto L di ampiezza variabile (da 5 a 30 volte il diametro d_b della barra) realizzando così provini differenti (la descrizione dei provini è riportata in Fig.1). Nel seguito si presentano i risultati ottenuti nel caso della prova pilota per la quale $L=5d_b$ ($L=63.5$ mm).

4.1.1 Le Barre in Plastica Fibro-Rinforzata

Le barre adoperate per le prove in oggetto sono le C-Bar™ prodotte dalla Marshall Industries Composites, Inc., (Lima, Ohio, USA). Queste barre, realizzate mediante un processo di pultrusione, presentano una geometria che riproduce molto da vicino quella tipica dei tradizionali tondini di acciaio (sono per tal motivo dette "barre della nuova generazione") e sono disponibili in differenti versioni che si differenziano essenzialmente per il tipo e la percentuale di fibre adoperate nonché per le caratteristiche della superficie esterna.

Le barre in questione hanno un peso specifico circa 4 volte inferiore alle barre tradizionali di acciaio; il loro comportamento a trazione è elastico lineare fino a rottura ed è caratterizzato da un modulo di Young E pari a circa 42 GPa (5 volte più basso dell'acciaio), mentre la resistenza a trazione è pari a $\sigma_u \cong 655$ Mpa. Le C-Bar™ sono realizzate adoperando, oltre alle fibre di rinforzo, una resina di vinilestere modificata con uretano e del P.E.T. riciclato.

Per le prove in oggetto sono state utilizzate barre del diametro di 4/8 di pollice ($\cong 12.7$ mm) ottenute mediante un processo di pultrusione ibrida. I risalti ottenuti sulla superficie esterna della barra per migliorarne l'aderenza sono costituite da fibre ceramiche (nella percentuale sul totale del 3.5%) immerse in una resina di vinilestere modificata con aggiunta di uretano (15%) e con l'ulteriore presenza di un agente inibitore della corrosione (1.5%). La parte interna della barra è, invece, ottenuta adoperando una percentuale del 70% di fibre (nel caso in esame fibre E-Glass) contenuta nel P.E.T. riciclato (10%). La geometria della superficie esterna, che nelle C-Bar è dipendente dal diametro della barra adoperata, presenta denti ad una distanza massima che in media risulta pari

a 6.1 mm, mentre l'altezza dei risalti presenta un valore minimo di 1.0 mm.

4.1.2 Il Calcestruzzo

Il calcestruzzo adoperato per la realizzazione dei provini soggetti ai tests di aderenza, sottoposto a prova di compressione, ha fornito valori della resistenza media R_m pari a circa 37 Mpa. Le prove sul calcestruzzo sono state effettuate su provini cubici di lato 150 mm all'atto stesso della prova di aderenza.

Il getto del calcestruzzo, per le prove qui presentate, è stato effettuato con una direzione di getto ortogonale alla posizione della barra nel provino.

Per la modalità stessa di esecuzione delle prove (Foto1) sul nucleo di calcestruzzo non è stato applicato, contrariamente a quanto avviene nelle prove di pull-out, alcuno sforzo di compressione dall'esterno e, pertanto, è stato possibile ottenere con maggiore fedeltà le effettive condizioni di lavoro che si hanno negli elementi inflessi.

4.2 La strumentazione di prova

Le prove sperimentali di aderenza in oggetto sono state effettuate adoperando un sistema derivato dal classico "beam-test". Lo schema di prova, visibile nella Foto 1, ha difatti consentito di ottenere una forza di trazione T nella barra applicando un carico P ortogonalmente alla trave metallica sotto la quale era fissato il provino di calcestruzzo. La prova è stata effettuata a deformazione imposta applicando lo spostamento mediante vitone meccanico e misurando l'entità del carico totale P corrispondente con una cella di carico. Il carico P è stato ripartito sui due lati della trave incernierata mediante un elemento disposto a cavallo della cerniera.

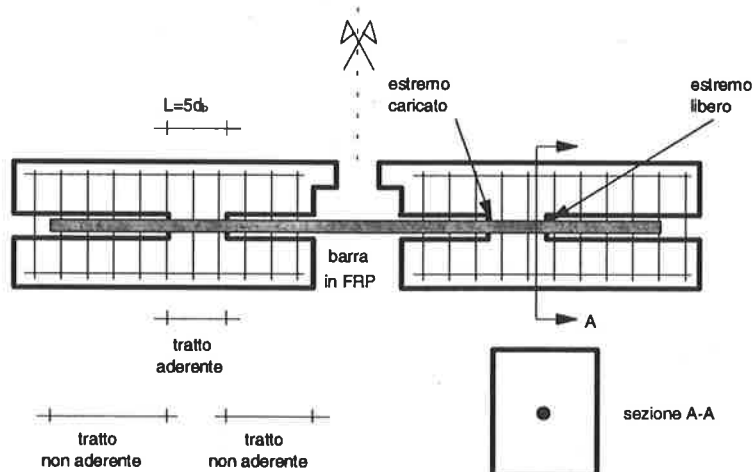


Fig. 1- Rappresentazione schematica dei provini soggetti ai tests

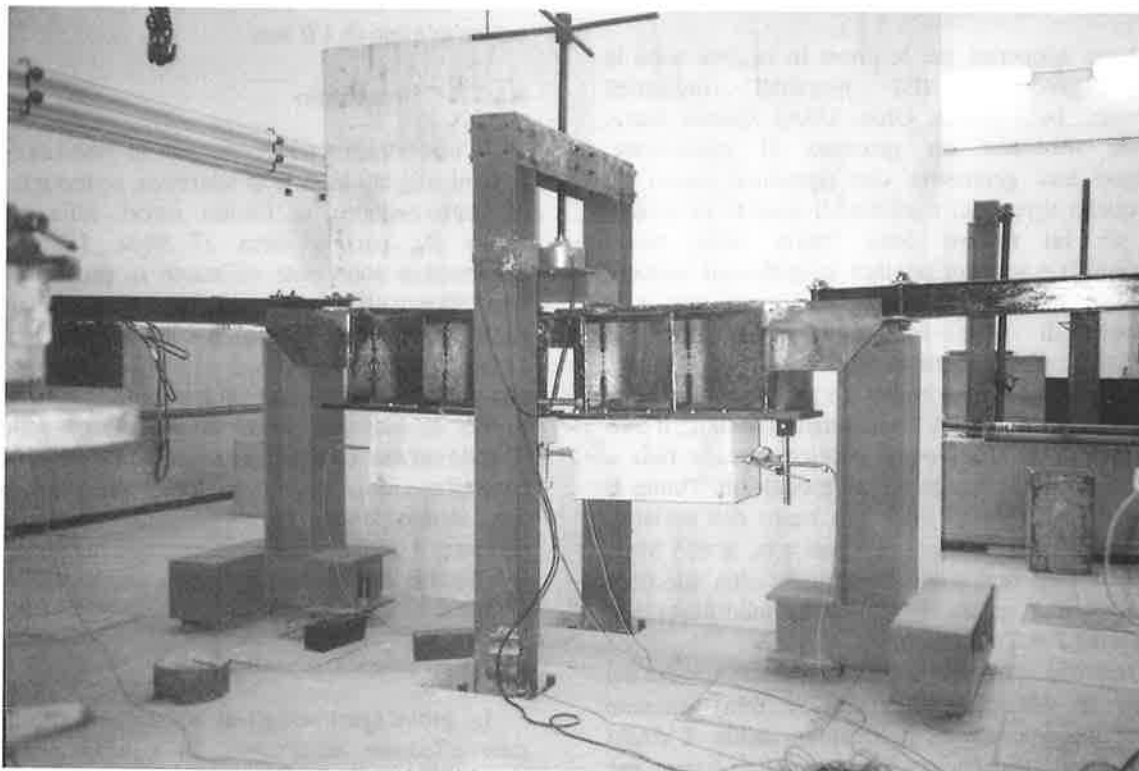


Foto 1- Rappresentazione dell'attrezzatura di prova

I valori della forza di trazione T che sollecitava la barra sono stati dedotti, una volta noto il carico P totale applicato alla trave, dalla seguente relazione:

$$T = P/2 \cdot d/h \quad (1)$$

dove con d è la distanza tra il punto di applicazione del carico e l'asse dell'appoggio della trave al pilastro di sostegno, mentre h è la distanza dell'asse della barra dal centro della cerniera disposta nella mezzera della trave.

Gli scorrimenti s sono stati misurati sia sull'estremo libero che sull'estremo caricato (si veda Fig.1) mediante trasduttori di spostamento opportunamente disposti.

4.3 I risultati della prova pilota

Come già detto in precedenza, in questo lavoro si presentano i risultati preliminari della campagna sperimentale tuttora in corso.

In Figura 2 si mostrano, a tal proposito, i legami costitutivi tensione tangenziale-scorrimento (τ - s) per il caso di una barra in FRP ancorata per un tratto pari a 5 volte il diametro.

I valori della tensione tangenziale sono stati ottenuti dividendo il valore della forza di trazione T applicata alla barra (ottenibile dal valore del carico P impresso

mediante la relazione 1) per la superficie del tratto di barra aderente con il calcestruzzo circostante:

$$\tau = T/(2 \cdot \pi \cdot d_b \cdot L) \quad (2)$$

Il valore delle tensioni tangenziali τ così valutato è pertanto da ritenersi valore medio e corrisponde all'ipotesi di una distribuzione costante di tensioni tangenziali lungo la barra.

Gli scorrimenti s , riportati in ascissa, rappresentano i valori misurati alle due estremità della barra. I valori misurati all'estremo caricato (loaded end) risentono del contributo dovuto alla deformazione elastica della barra e pertanto, se confrontati con gli scorrimenti misurati all'estremo libero (free end), risultano di entità leggermente superiore.

La prova sperimentale ha evidenziato valori massimi della τ media piuttosto soddisfacenti ($\tau_{max} \cong 11$ MPa) ed in linea con i valori medi riscontrati in letteratura per le barre ad aderenza migliorata, valori riportati nella Tabella 1 (barre con risalti o indentazioni). Inoltre, a conferma di una buona prestazione, gli scorrimenti s_{max} corrispondenti alla tensione di aderenza massima ottenuti, indicano un comportamento meno deformabile rispetto a quello riscontrato, mediamente, nelle prove

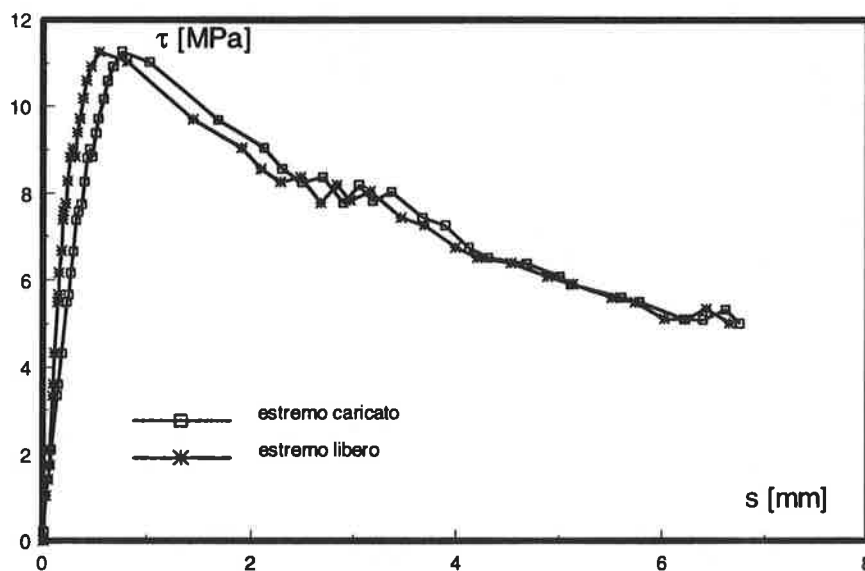


Fig.2 - Curva sperimentale

considerate in Tabella 1, e molto simile a quello evidenziato nel caso di tondini in acciaio ad aderenza migliorata ($s_{max} < 1$ mm). Tuttavia, l'osservazione sperimentale riguardante la sola "prova pilota" necessita, ovviamente, di ulteriori conferme.

Infine, in accordo con precedenti osservazioni sperimentali dovute ad altri Autori, il contributo dell'adesione (aderenza a scorrimento nullo) sembra essere anche in tal caso ridotto rispetto al caso di tondini in acciaio ad aderenza migliorata.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In questo lavoro è stato approfondito il problema dell'aderenza tra barre in plastica fibro-rinforzata e il calcestruzzo. Sulla base dell'analisi dei risultati sperimentali ottenuti da diversi Autori è possibile osservare quanto segue:

- le prove di aderenza hanno messo in luce la natura essenzialmente attritiva del legame di aderenza nel caso di barre lisce con o senza trattamenti superficiali;
- i valori della resistenze di aderenza nel caso di barre lisce risultano decisamente bassi e tali da non fare intravedere un possibile impiego di tale tipo di barre quali rinforzo di elementi in cemento armato;
- nel caso di barre ad aderenza migliorata le esperienze di laboratorio hanno evidenziato una notevole dispersione dei risultati dovuta all'estrema variabilità delle caratteristiche superficiali delle barre che, in assenza di uno standard, sono presenti in commercio;
- i meccanismi di aderenza evidenziati da barre in FRP ad aderenza migliorata sono caratterizzati dal

doppio contributo di interlocking meccanico ed attrito. Tuttavia il fenomeno risulta fortemente influenzato dal processo produttivo con cui sono state ottenute le deformazioni della superficie, dalla geometria di tali deformazioni e dalle caratteristiche meccaniche della resina di cui è costituita la matrice. Difatti, in alcuni casi è stato osservato un repentino degrado del contributo dovuto all'interlocking meccanico con un comportamento, pertanto, sostanzialmente attritivo;

- i valori dell'aderenza ottenuti per barre in FRP ad aderenza migliorata risultano mediamente buoni, con valori dello stesso ordine di grandezza di quelli riscontrati per tondini di acciaio ad aderenza migliorata.

Sono stati mostrati, successivamente, alcuni modelli analitici del legame costitutivo τ -slip messi a punto da vari Autori. Tutti i modelli presentati sono in grado di simulare, con buona affidabilità, i legami costitutivi ottenuti da prove sperimentali.

Infine sono stati presentati i risultati preliminari di una campagna di prove di aderenza progettata al fine di studiare l'interazione tra un nuovo tipo di barre ad aderenza migliorata in fibre di vetro ed il calcestruzzo.

I primi risultati hanno evidenziato l'ottimo comportamento delle barre in esame che hanno mostrato un valore dell'aderenza prossimo a quello riscontrato per barre in acciaio ed, inoltre, un legame costitutivo caratterizzato da scorrimenti minori rispetto a quelli mediamente evidenziati dalle prove effettuate su altre barre in FRP ad aderenza migliorata disponibili in letteratura.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] ALUNNO ROSSETTI V., GALEOTA D., GIAMMATTEO M.M. - 1995, Local Bond Stress-Slip Relationships of Glass Fibre Reinforced Plastic Bars Embedded in Concrete, *Materials and Structures*, Vol.28, No.180.
- [2] AL-ZAHARANI M.M. - 1995, Bond Behaviour of Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcements with Concrete, Tesi redatta per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca, The Pennsylvania State University, USA.
- [3] AL-ZAHARANI M.M., NANNI A., AL-DULAIJAN S.U., BAKIS C.E. - 1996, Bond of FRP to Concrete in Reinforcement Rods with Axisymmetric Deformations, 2nd Conference on Advanced Composite Materials in Bridge Structures, Montreal, Quebec, Canada.
- [4] CHAALLAL O., BENMOKRANE B. - 1993, Pullout and Bond of Glass-Fibre Rods Embedded in Concrete and Cement Grout, *Material and Structures*, Vol.26.
- [5] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. - 1995, Analytical Modelling of Bond between FRP Reinforcing Bars and Concrete, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2) "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", Edited by L.Taerwe, Ghent, Belgium.
- [6] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. - 1996, Bond Characteristics and Anchorage Length of FRP rebars, 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge Structures, Montreal, Québec, Canada.
- [7] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. - 1996, Bond of FRP Rebars to Concrete: Experimental Behaviour and Analytical Models, Studi e Ricerche, Scuola di specializzazione in costruzioni in cemento armato F.lli Pesenti, Vol.17, Milan, Italy.
- [8] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. - 1996, Il problema della lunghezza di ancoraggio nelle barre in plastica fibro rinforzata, 11° Congresso CTE sulla nuova tecnologia edilizia per l'Europa, Napoli.
- [9] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. - 1997, Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol.2, Issue 1.
- [10] EHSANI M.R., SAADATMANESH H., TAO S. - 1993, Bond of GFRP Rebars to Ordinary-Strength Concrete, International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-138, (Edited by Nanni A. and Dolan C.W.), Vancouver, Canada.
- [11] ELIGEHAUSEN R., POPOV E.P., BERTERO V.V. - 1983, Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations, Report n°.83/23, EERC, University of California, Berkeley.
- [12] FAORO M. - 1992, Bearing and Deformation Behaviour of Structural Components with Reinforcements Comprising Resin Bounded Glass Fibre Bars and Conventional Ribbed Steel Bars, International Conference on Bond in Concrete, Riga, Latvia.
- [13] HATTORI A., INOUE S., MIYAGAWA T., FUJII M. - 1995, A Study on Bond Creep Behavior of FRP Rebars Embedded in Concrete, Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), Ghent, Belgium.
- [14] HONMA M., MARUYAMA T. - 1989, Bond Properties of Carbon Fiber Reinforced Plastic rods at Elevated Temperatures, Architectural Institute of Japan Convention, Vol.C (in Giapponese).
- [15] ITOH S., MARUYAMA T., NISHIYAMA H. - 1989, Study of Bond Characteristics of Deformed Fiber Reinforced Plastic Rods, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.11, No.1 (in Giapponese).
- [16] KANAKUBO T., YONEMARU K., FUKUYAMA H., FUJISAWA M., SONOBE Y. - 1993, Bond Performance of Concrete Members Reinforced with FRP Bars", International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-138, (Edited by Nanni A. and Dolan C.W.), Vancouver, Canada.
- [17] LARRALDE J., SILVA RODRIGUEZ R. - 1993, Bond and Slip of FRP Rebars in Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.5, No.1.
- [18] MAKITANI E., IRISAWA I., NISHIURA N. - 1993, Investigation of Bond in Concrete Member with Fiber Reinforced Plastic Bars, International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-138, (Edited by Nanni A. and Dolan C.W.), Vancouver, Canada.
- [19] MALVAR L.J. - 1994, Bond Stress-Slip Characteristics of FRP Rebars, Report TR-2013-SHR, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, California.
- [20] MASHIMA M., IWAMOTO K. - 1993, Bond Characteristics of FRP Rod and Concrete after Freezing and Thawing Deterioration, International Symposium on Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-138, (Edited by Nanni A. and Dolan C.W.), Vancouver, Canada.
- [21] NANNI A., AL-ZAHARANI M.M., AL-DULAIJAN S.U., BAKIS C.E., BOOTHBY T.E. - 1995, Bond of FRP Reinforcement to Concrete - Experimental Results, Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), Ghent, Belgium.

MODI DI COLLASSO E MOMENTO ULTIMO DI TRAVI PRECOMPRESSE CON ARMATURE ADERENTI IN COMPOSITI FIBRO-RINFORZATI A MATRICE POLIMERICA (FRP)

Roberto DI MARCO

Dipartimento di Costruzione
dell'Architettura; I.U.A.V. (VE)

Angelo DI TOMMASO

D.I.S.T.A.R.T.
Università di Bologna

Paolo FORABOSCHI

Dipartimento di Costruzione
dell'Architettura; I.U.A.V. (VE)

SOMMARIO

La memoria presenta un modello matematico atto a prevedere il modo di collasso ed il momento ultimo di travi in CAP con armature in FRP. Il modello proposto contempla i sette possibili modi di crisi che al precedente stadio della ricerca sono stati individuati per la rottura flessionale. La formulazione viene applicata per confrontare le prestazioni ultime di travi armate in FRP con quelle di identiche travi armate in acciaio. I risultati consentono di correlare il modo di crisi con: 1) la portanza estrema; 2) i parametri meccanici e geometrici; 3) il tipo di FRP. La nota si conclude con la statuizione di taluni criteri di progettazione a rottura, mirati all'ottimizzazione della risposta al collasso.

SUMMARY

This paper presents a mathematical model for predicting the mode of collapse and the ultimate strength of PC beams with reinforcement made of FRP composites. The model accounts for the seven modes of failure found at the previous step of the research for the flexural-type failure. The formulation is applied to compare the ultimate behavior of PC beams with FRP reinforcement with that of identical beams with steel reinforcement. The correlations between the modes of failure and 1) the strength, 2) the geometrical and mechanic parameters, 3) the type of FRP, are assessed. At the end the paper establishes design criteria based on the ultimate state, aiming at optimizing the collapse response.

1. PREMESSA

A differenza dell'acciaio, i compositi fibro-rinforzati a matrice polimerica (FRP) non corrodono elettroliticamente. Pertanto, armando il calcestruzzo (cls) con barre e staffe in FRP anziché in acciaio, automaticamente si elimina la principale causa di deterioramento delle strutture in cemento armato (CA).

Estrema è la preoccupazione quando a corrodere sono i tiranti (armature attive) delle strutture in cemento armato precompresso (CAP), in quanto da tale evento deriva una riduzione sia dell'area di armatura — calo dell'ente resistente —, che della forza coattiva di precompressione (tiro) — crescita dell'ente sollecitante (a seguito del calo dell'azione antagonista ai carichi).

Nel tentativo di trovarne una soluzione definitiva al problema della corrosione, gli FRP vengono qui proposti per l'armatura attiva ed eventualmente anche per la passiva (barre lente e staffe) di opere in CAP localizzate in ambiente aggressivo o climaticamente severo.

Oltre a quello della difesa dalla corrosione, interessi guida nel tema delle armature in FRP sono rappresentati anche dalle proprietà di a-magneticità e di non-conduttività (si pensi alle strutture in ospedali o in aeroporti), così come dall'introduzione nell'edilizia di materiali e di metodi costruttivi che possano stimolare la automazione ed il risparmio di lavoro (si rammenta, tra l'altro, che gli FRP pesano molto meno dell'acciaio).

Il fervore di interessi che si registra in tutto il mondo sugli FRP è quindi pienamente giustificato. Al tem-

po stesso è ovvio che le potenzialità di un materiale innovativo debbano essere attentamente esplorate e valutate prima di adottarlo correntemente, poiché il miglioramento di un punto debole (la corrosione, nella fattispecie) mediante l'introduzione di un nuovo materiale (gli FRP, nella fattispecie) non necessariamente si traduce in un benefico complessivo, in quanto il nuovo materiale potrebbe implicare la comparsa di fenomeni attualmente ignoti, e come tali inaspettati, i quali potrebbero essere sfavorevoli, e quindi del tutto sgraditi.

2. SIGNIFICATO E OGGETTO DELLA RICERCA

Le caratteristiche meccaniche di un'armatura in FRP, oltre ad essere profondamente differenti da quelle di un'armatura in acciaio, pure non sembrano in buona armonia con quelle del cls. Difatti, gli FRP correntemente usati come armatura non plasticizzano (risposta elastica) e la ε di rottura di molti di essi è piccola.

Benché elimini il problema della corrosione della armatura, l'accoppiamento tra i due materiali sembrerebbe dunque foriero di complicazioni e contraccolpi, specialmente dal punto di vista dello stato limite ultimo.

Le premesse perciò non possono non ingenerare dubbi sulla validità degli FRP come materiale d'armatura. Inoltre, ammesso che l'accoppiamento al cls sia possibile, ad ogni modo le differenze tra gli FRP e l'acciaio sono così accentuate che la semplice revisione dei correnti metodi di analisi può non essere sufficiente in ordine ad un loro incorporamento nel settore delle costruzioni civili (ivi compreso norme e codici). Infatti le diversità tra un accoppiamento cls-FRP rispetto al tradizionale cls-acciaio fanno propendere a dedicare a quello che di fatto è un materiale innovativo, ossia il *cls armato in FRP*, una metodologia nuova, specificatamente ritagliata sui fenomeni che caratterizzano tale nuovo materiale.

Gli obiettivi specifici della ricerca riportata nella presente memoria sono: 1) Derivare un modello matematico atto a prevedere il modo di crisi e il momento ultimo di sezioni in CAP con armature attive in FRP, ed armature passive sia in FRP (F-CAP), sia — alternativamente — in acciaio (P-CAP). 2) Investigare il comportamento della sezione a "T" con bulbo (tipologia emblematica per il CAP); 3) Correlare le prestazioni strutturali con i modi di rottura; 4) Spiegare l'influenza dei parametri meccanici e geometrici sui modi di crisi.

3. SINTESI SULLE ARMATURE IN FRP

Di seguito si presenta una se pure fugace panoramica sulle caratteristiche delle armature in FRP [1-6].

3.1 Materiale e manifattura

Le armature in composito consistono in aste costituite da filamenti continui ($3\div 5 \mu\text{m}$ di diametro) — dette fibre — unite assieme da un polimero (di solito una resina termoplastica o termoindurente) — detto matrice.

Le barre a fibra di carbonio sono le più resistenti (e le più rigide), ma anche le più costose. Le barre a fibra di vetro sopportano soltanto un livello basso di alcalinità; ma, se adeguatamente protette, pure esse ben si prestano all'annegamento nel cls. A differenza delle barre a fibra di vetro, le barre a fibra aramidica sono diafane agli alcali; confrontate alle barre a fibra di carbonio, le barre a fibra aramidica hanno resistenza simile (la rigidità al momento è minore), ma sono meno costose.

Le armature in FRP sono manifatturate tramite la pultrusione. Per innalzare l'aderenza meccanica, le barre sono provviste di dentellatura.

3.2 Caratteristiche delle armature in FRP

Vi sono tre differenze significative tra armature in FRP ed in acciaio da mettere in risalto.

1. La prima è che, a trazione, le barre in FRP possiedono una relazione $\sigma - \varepsilon$ (Fig. 1) del tutto elastica-lineare sino alla rottura: esse arrivano alla crisi senza palesare alcuna considerevole plasticizzazione. Ne consegue che — data una trave armata in acciaio — non esiste un fattore di conversione automatico capace di trasformare la area d'acciaio in una area di FRP la quale assicuri alla trave uguali prestazioni ultime (ovvero pari sicurezza).

2. La seconda differenza è che la resistenza che gli FRP possono mobilitare per un periodo di tempo lungo è apprezzabilmente inferiore di quella istantanea. Ad ogni modo, fissata la vita utile (anche *infinita*), è possibile disporre di una soglia di deformazione che, pure se persistente, non produce la rottura dell'FRP.

3. La terza è che la resistenza specifica a trazione è funzione del diametro delle barre. Difatti, siccome è dalla superficie esterna che il carico viene applicato alla barra e siccome il trasferimento è dettato dalla matrice, accade che le fibre localizzate nelle vicinanze del centro della sezione non riescano a raggiungere il livello tensionale delle fibre prossime alla superficie esterna.

L'aderenza delle armature in FRP al cls può funzionare in modo differente da quella delle tradizionali barre d'acciaio a causa di sostanziali diversità nel: materiale, comportamento della dentellatura, coefficiente di Poisson, coefficienti di dilatazione termica (longitudinale e trasversale). Ad ogni modo, per valutazioni di primo scandaglio sembra lecito trattare l'aderenza delle barre in FRP al pari di quella delle barre d'acciaio.

Per la maggioranza degli FRP correntemente considerati come armatura, il coefficiente di dilatazione termica longitudinale è ragionevolmente vicino a quello

del cls (laddove in alcuni casi esso può essere perfino negativo). Invece il coefficiente di dilatazione termica trasversale può essere da 5 sino a 10 volte più grande di quello del cls; questa è una delle caratteristiche inaspettate — e non voluta — di tali nuovi materiali. Difatti da essa possono discendere considerevoli tensioni radiali, e anche fessure longitudinali, perfino a fronte di un moderato innalzamento di temperatura. Si può allora concludere che la profondità del copriferro deve essere basata sull'aderenza - ancoraggio e sulla fessurazione, anziché sulla protezione dalla corrosione.

Armature per tiranti da precompressione correntemente reperibili sul mercato sono: barre rettilinee (di sezione circolare o poligonale, in particolare rettangolare), trecce, trefoli. Ancoraggi non-metallici adatti alle armature attive in FRP sono correntemente reperibili.

Le perdite di precompressione dovute alla viscosità ed al ritiro del cls così come al rilassamento dei tiranti possono essere calcolate così come suggerito in [2].

Armature passive correntemente reperibili sul mercato sono: barre mono-dimensionali tonde, reti (bi e tri dimensionali), e staffe (rettangolari chiuse, così come a spirale o circolari). I produttori le realizzano negli stessi diametri delle barre d'acciaio.

4. NOTAZIONE

Questo capitolo porta a fattori comuni i principali simboli utilizzati nella formulazione matematica. Oltre che con il pedice "F" (il quale si riferisce a barre in FRP), i simboli vengono altresì utilizzati con il pedice "s", a significare che qui le barre considerate sono d'acciaio. I simboli vengono poi utilizzati anche con l'apostrofo, il quale sta ad indicare che trattasi di barre compresse, laddove senza apostrofo le barre sono tese. Ulteriori simboli verranno introdotti nel corso della stesura.

A_c^y area del cls compresso (sopra l'asse neutro)

A_F area delle barre longitudinali lente tese

A_F^T area dell'armatura attiva (dei tiranti)

E_c tangente all'origine della relazione $\sigma_c - \varepsilon_c$ del cls

e_F distanza tra centro dei tiranti in FRP e asse neutro

F_F^T tiro ad un dato livello di carico

${}^0 F_F^T$ tiro all'istante della solidarizzazione dei cavi al cls

$F_{F,u}^T$ tiro estremo garantito dai tiranti

f_c resistenza cilindrica a compressione del cls (N/mm²)

$f_{F,u}^p$ σ ultima di trazione delle barre lente in FRP

h_c distanza tra il baricentro delle barre lente compresse in FRP e l'asse neutro

R_c risultante delle tensioni nel cls all'atto della crisi

R_c^u valore di R_c con crisi per schiacciamento del cls

y_u distanza tra la posizione dell'asse neutro e l'estradosso

α_c^F coefficiente relativo alle prestazioni di aderenza tra barra in FRP e cls: da 1 a 1.2

α_c^s coefficiente relativo alle prestazioni di aderenza tra uguale armatura d'acciaio e cls; da 0.8 a 2.2

χ curvatura della sezione

$\varepsilon (0.2 \cdot f_c)$ ε per $\sigma_c = 0.2 \cdot f_c$

λ_F coefficiente relativo al decadimento di resistenza nelle piegature delle staffe; da 0.85 a 1

γ_s volume delle staffe in FRP / volume del nucleo di cls compresso misurato internamente alle staffe

μ_c larghezza del nucleo di cls compresso misurata esternamente alle staffe

ξ_h spaziatura delle staffe in FRP

ρ_R^y distanza tra la risultante R nel cls e l'asse neutro

τ_F^c resistenza allo sfilamento delle barre in FRP

σ_F tensione nelle barre lente tese in FRP

$\sigma(y_u)$ tensione all'atto della crisi (il pedice le localizza)

ζ_F distanza tra baricentro dell'armatura lenta in FRP ed R

5. PROPRIETÀ PER L'ANALISI A ROTTURA

Stante la legge costitutiva degli FRP (Fig. 1), le proprietà meccaniche più significative per l'analisi della rottura flessionale sono: tensione ultima a trazione ed a compressione $f_{F,u}$ ed $f_{F,u}^p$, deformazione ultima a trazione ed a compressione $\varepsilon_{F,u}$ ed $\varepsilon_{F,u}^p$; alternativamente modulo elastico a trazione ed a compressione E_F ed E_F^p (si osservi che per σ prossime ad $f_{F,u}^p$ la risposta di una barra esce dall'elasticità lineare: nella formulazione tale fenomeno è stato trascurato). Orientativamente E_F^p/E_F va da 0.5 a 0.9 e $f_{F,u}^p/f_{F,u}$ spazia da 0.4 a 0.8.

6. CRISI FLESSIONALE

I paragrafi di questo capitolo presentano la formulazione proposta per l'analisi del comportamento ultimo della sezione di cls precompressa in FRP.

Tutte le equazioni riportate da qui in avanti considerano i valori assoluti delle grandezze.

Il modello assume che le sezioni piane si preservino piane: alla luce di esperienze di primo scandaglio, gli autori ritengono che questa ipotesi al momento sia proponibile, ma in futuro potrà subire ripensamenti (separazione tra ε delle barre tese e profilo delle ε del cls).

6.1 Modi di crisi, limiti ed equazioni di equilibrio

Questa ricerca ha identificato sette modi di crisi per flessione per la sezione armata in FRP. Quattro di essi non esistono quando l'armatura è in acciaio, laddove quelli comuni all'acciaio, comunque, si configurano diversamente quando l'armatura è in FRP. Ciascuno dei sette punti di questo paragrafo tratta rispettivamente uno dei sette modi di crisi, 1) discutendo i principali eventi che portano al collasso, 2) fornendo le ε ultime che dettano la rottura, 3) e presentando le equazioni desunte per governare il profilo delle ε alla crisi.

6.1.1 Crisi del cls per schiacciamento

Questo modo di crisi consiste nella rottura per compressione del cls. Esso si instaura quando:

$$\langle \varepsilon_c^{\max} = \varepsilon_c^u \rangle \quad (1)$$

dove ε_c^{\max} è la massima contrazione nel cls ed ε_c^u la contrazione di schiacciamento del cls.

Nella P-CAP, per ε_c^u è stato assunto:

$$\langle \varepsilon_c^u = 0.0037 - \lambda_c \rangle \quad \text{dove} \quad \lambda_c = 0.0008 \cdot \frac{(f_c - 15)}{40} \quad (2-a)$$

A parità di geometria, un'armatura in FRP fornisce al cls un confinamento meno efficace di una armatura in acciaio; pertanto in un concio armato in FRP (ivi compreso le staffe), ε_c^u è minore che in un identico concio armato in acciaio. Nella F-CAP, per tenere conto di tale comportamento, la condizione di crisi (2-a) è stata sostituita con la seguente espressione:

$$\varepsilon_c^u = 0.0022 + 1.6 \cdot \left[\frac{1 + \frac{f_c}{10}}{50 \cdot (f_c - 7)} + \omega \cdot \Omega - 0.0022 \right] \quad (2-b)$$

$$\omega = \left(\frac{3}{4} \cdot \gamma_s \cdot \lambda_F \cdot \sqrt{\frac{\mu_c}{\xi_h}} \right); \quad \Omega = 2 \sqrt{0.167 \cdot \frac{E_F}{E_c}} \quad (2'-b)$$

Il profilo ultimo delle deformazioni relativo a questo modo di crisi discende automaticamente dalla congiuntura tra l'equilibrio traslazionale e le (2):

$$R_c^u(y) + A_s \cdot \sigma_s'(y) - A_s \cdot \sigma_s(y) = F_F^T(y, {}^0 F_F^T) \quad (3)$$

$$R_c^u(y) + A_F \cdot \sigma_F'(y) - A_F \cdot \sigma_F(y) = F_F^T(y, {}^0 F_F^T)$$

$$\text{dove:} \quad R_c^u(y) = \iint_{A_c^y} \sigma_c(\varepsilon_c, y) \cdot dA_c^y \quad (4)$$

Chiaramente — quando le equazioni sono doppie questo vale non solo per le (3), ma per tutte le formule del

presente capitolo 6 — la prima vale per la P-CAP e la seconda per la F-CAP.

La relazione $\sigma_c - \varepsilon_c$ che è stata integrata nella (4) è espressa dalle (5) con la (6-a) per la P-CAP, e dalle (5) con la (6-b) per la F-CAP (Fig.2).

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]; \quad \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (5-a)$$

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \zeta \cdot (\varepsilon_c - 0.002) \right]; \quad 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_c(0.2 f_c) \quad (5-b)$$

$$\sigma_c = 0.2 \cdot f_c \quad \varepsilon_c(0.2 \cdot f_c) \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_c^u \quad (5-c)$$

dove per ζ si hanno due espressioni alternative:

$$\zeta = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29 \cdot f_c}{145 \cdot f_c - 1000} \right) + \left(\frac{3}{4} \cdot \zeta_s \cdot \sqrt{\frac{\mu_c}{\xi_h}} \right) - 0.002} \quad (6-a)$$

$$\zeta = \frac{0.5}{\frac{1 + \frac{f_c}{10}}{50 \cdot (f_c - 7)} + \left(\frac{3}{4} \cdot \gamma_s \cdot \lambda_F \cdot \sqrt{\frac{\mu_c}{\xi_h}} \right) \cdot \sqrt{0.167 \cdot \frac{E_F}{E_c}} - 0.0022} \quad (6-b)$$

Nella (5-c), ε_c^u deriva dalla (2-a), oppure dalle (2-b).

La (6-a) è stata proposta in [7]; la (6-b) è stata ottenuta in questa ricerca, riarrangiando la (6-a).

Nella seconda delle (3) vale quanto segue:

$$\sigma_F'(y) = E_F' \cdot \varepsilon_F' = E_F' \cdot \frac{\varepsilon_c^u}{y} \cdot h_c^- \quad (3')$$

Siccome ${}^0 F_F^T$ — al pari delle caratteristiche geometriche — è noto, F_F^T dipende soltanto dal valore di ε_c a livello del baricentro dell'armatura attiva ε_{F-c}^{T-g} , il quale a sua volta, fissato ε_c^u , dipende solo da y ; ovvero:

$$F_F^T({}^0 F_F^T; \varepsilon_{F-c}^{T-g}) = {}^0 F_F^T + \frac{\varepsilon_c^u}{y} \cdot e_F \cdot E_F \cdot A_F^T \rightarrow F_F^T(y) \quad (7)$$

Allo stesso modo, fissato ε_c^u le σ nelle barre dipendono solo da y . Perciò, tutti i termini delle (3) dipendono soltanto da y e quindi, a fronte di una singola equazione, vi sta una sola grandezza incognita; pertanto y associato a questa crisi è automaticamente deducibile.

6.1.2 Crisi dell'armatura attiva per trazione

Questo modo di crisi consiste nella rottura dei tiranti e si instaura quando in essi la massima trazione $\varepsilon_{F,u}^T$

$$\langle \varepsilon_{F,\max}^T = \varepsilon_{F,u}^T \rangle \quad (8)$$

dove la ε limite $\varepsilon_{F,u}^T$ dipende dal tipo di FRP e dal diametro ed è reperibile nelle schede tecniche.

Questo fronte di crisi rappresenta tutto sommato una peculiarità delle armature in FRP, in quanto nel CAP la rottura dei tiranti d'acciaio è poco probabile.

L'equilibrio traslazionale comporta:

$$R_c(y) + A_s \cdot \sigma'_s(y) - A_s \cdot \sigma_s(y) = E_F \cdot A_F^T \cdot \varepsilon_{F,u}^T \quad (9-a)$$

$$R_c(y) + A_F \cdot \sigma'_F(y) - A_F \cdot \sigma_F(y) = E_F \cdot A_F^T \cdot \varepsilon_{F,u}^T \quad (9-b)$$

$$\text{dove: } R_c(y) = \iint_{A_c^y} \sigma_c(\varepsilon_c, y) \cdot dA_c^y \quad (10)$$

La relazione $\sigma_c - \varepsilon_c$ integrata nella (10) è data dalle (5) assieme alla (6-a) per la P-CAP e dalla (5) assieme alla (6-b) nel caso della F-CAP, ove la (5-c) qui diviene:

$$\sigma_c = 0.2 \cdot f_c \quad \varepsilon(0.2 \cdot f_c) \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_c^{\max} \quad (5'-c)$$

Si osservi che i termini $R_c(y)$ che compaiono da qui in avanti sono intesi essere calcolati con la (10) succitata. Inoltre, per la F-CAP da qui in avanti si ha:

$$\sigma'_F(y) = E'_F \cdot \varepsilon'_F = E'_F \cdot \frac{\varepsilon_c^{\max}}{y} \cdot h_c^- \quad (9'-b)$$

La (9-a) può essere riscritta tenendo conto dell'effettiva $\varepsilon_{F,u}^T$ delle barre in FRP correntemente reperibili:

$$R_c(y) + A_s \cdot \sigma'_s(y) - A_s \cdot f_s^y = E_F \cdot A_F^T \cdot \varepsilon_{F,u}^T \quad (9'-a)$$

dove f_s^y rappresenta la σ di snervamento dell'acciaio.

Questa volta il termine di destra è noto a-priori dalle (9), in quanto dipende soltanto dai tiranti utilizzati.

Al profilo delle ε_c si impone, a livello del baricentro dell'armatura attiva, una ε pari a $\varepsilon_{F,c}^{T-g}$, la quale vale

$$\varepsilon_{F,c}^{T-g} = \varepsilon_{F,u}^T = \frac{{}^0 F_F^T}{E_F \cdot A_F^T} \quad (9-c)$$

Quindi tale profilo, anche qui, dipende solo da y .

6.1.3 Crisi dell'armatura attiva per slittamento

Questo modo di crisi, che consiste nelle perdita di aderenza tra armatura attiva e cls, è stato governato mediante il valore della dilatazione del cls al livello inferiore della armatura attiva, $\varepsilon_{F,c}^{T-\alpha}$.

$$\langle \varepsilon_{F,c}^{T-\alpha} = \varepsilon_{F,c}^{T-L} \rangle \quad (11)$$

La presente ricerca dimostra che, a differenza della tradizionale precompressione in acciaio, il valore limite $\varepsilon_{F,c}^{T-L}$ influenza considerevolmente la capacità portante ultima della precompressione in FRP, poiché le armature in FRP esibiscono rigidità costante sino alla crisi.

Tenendo presente che l'aderenza tra armatura attiva in FRP e cls funziona in modo differente da quella tra armatura attiva in acciaio e cls, appare evidente la ne-

cessità di indagini tese alla determinazione del valore che meglio rappresenta questo tipo di crisi. La presente ricerca propone la seguente espressione, dedotta scrivendo un'equazione di bond-slip per la barra in FRP, e calibrando i coefficienti su risultanze sperimentali [5]:

$$\varepsilon_{F,c}^{T-L} = 0.0075 + 0.0065 \cdot \sqrt{\frac{(40 \cdot \alpha_c^s)}{\alpha_c^F \cdot \left(\frac{f_{F,u}^n}{\tau_F^c}\right)}} \quad (12)$$

Dall'equilibrio traslazionale (nella P-CAP si sfruttano le caratteristiche dei più comuni FRP) deriva:

$$\begin{aligned} R_c(y) + A_s \cdot \sigma'_s(y) - A_s \cdot f_s^y &= E_F \cdot A_F^T \cdot \varepsilon_{F,c}^{T-L} \\ R_c(y) + A_F \cdot \sigma'_F(y) - A_F \cdot \sigma_F(y) &= E_F \cdot A_F^T \cdot \varepsilon_{F,c}^{T-L} \end{aligned} \quad (13)$$

Imposto al cls la (11), le consuete considerazioni le quali dimostrano che tutti i termini delle equazioni di equilibrio traslazionale dipendono solo da y , o sono deducibili a-priori sono applicabili pure qui. Difatti, facendo perno su $\varepsilon_{F,c}^{T-L}$, solo y comanda il profilo delle ε .

6.1.4 Crisi delle barre passive in FRP per trazione

Questa crisi consiste nella rottura delle barre longitudinali in FRP lente collocate sotto l'asse neutro. Così come in parte quello descritto al punto 6.1.2, questo tipo di crisi è del tutto nuovo per il mondo del CA. Reiterando i medesimi ragionamenti proposti per il caso di armatura attiva e adeguando pedici e apici si può porre:

$$\langle \varepsilon_{F,\max}^n = \varepsilon_{F,u}^n \rangle \quad (14)$$

$\varepsilon_{F,u}^n$ dipende dal tipo e dal diametro di armatura in FRP. Esso è fornito dalle schede tecniche.

Il presente studio ha dimostrato che, per la maggioranza delle barre in FRP reperibili sul mercato, questo lato di crisi è coperto da quello descritto al punto 6.1.5 o da quello descritto al punto 6.1.3.

Per equilibrio traslazionale risulta:

$$R_c(y) + A_F \cdot \sigma'_F(y) - E_F \cdot A_F \cdot \varepsilon_{F,u}^n = F_F^T(y) \quad (15)$$

La dilatazione a livello della più bassa barra lenta deve essere posta uguale a $\varepsilon_{F,u}^n$; cosicché qui ancora la grandezza incognita è sempre y soltanto.

6.1.5 Crisi delle barre passive in FRP per slittamento

Trattasi dello stesso tipo di crisi di quella descritta al punto 6.1.3, a parte le barre lente anziché tesate. La crisi si instaura quando (adeguando i pedici e gli apici):

$$\langle \varepsilon_{F,c}^{n-\alpha} = \varepsilon_{F,c}^{n-L} \rangle \quad (16)$$

Per $\varepsilon_{F,c}^{n-L}$ si è posto, 0.01 per la P-CAP, ed $\varepsilon_{F,c}^{T-L}$ per la F-CAP. Qui ancora l'equilibrio traslazionale comporta:

$$R_c(y) + A_s \cdot \sigma'_s(y) - A_s \cdot f'_s = F_F^T(y)$$

$$R_c(y) + A_F \cdot \sigma'_F(y) - E_F \cdot A_F \cdot \varepsilon_{F,c}^{n-L} = F_F^T(y) \quad (17)$$

In questo caso, la ε al livello della più bassa barra passiva va posta pari a $\varepsilon_{F,c}^{n-L}$. Cosicché, impernate le ε , anche qui ed essere incognita è la sola grandezza y .

La ricerca ha provato la grande sensibilità di M_u al valore assunto per $\varepsilon_{F,c}^{n-L}$, così come per $\varepsilon_{F,c}^{T-L}$. Di converso, le conoscenze sperimentali sono ancora scarse per pronunziarsi affidabilmente sui valori di tali limiti.

6.1.6 Crisi delle barre passive in FRP per schiacciamento

Trattasi della crisi per compressione delle barre posizionate sopra l'asse neutro. Anche questa situazione rappresenta un evento nuovo per il mondo del CA; difatti essa deriva dalle proprietà del materiale FRP. Lo stato limite che la governa, adeguati pedici ed apici, è espresso dalla seguente condizione:

$$\left\langle \varepsilon_{F,max}^{n,u} = \varepsilon_{F,u}^{n,u} \right\rangle \quad (18)$$

Il valore della contrazione ultima delle barre longitudinali lente in FRP, $\varepsilon_{F,u}^{n,u}$, dipende dalle caratteristiche dell'armatura nel suo complesso. Esso può essere ricavato dalle schede tecniche. L'equazione da applicare è:

$$R_c(y) + A_F \cdot E_F \cdot \varepsilon_{F,u}^{n,u} - A_F \cdot \sigma'_F(y) = F_F^T(y) \quad (19)$$

In questo caso, la dilatazione della più alta barra longitudinale lenta deve valere $\varepsilon_{F,u}^{n,u}$; cosicché, come sempre, rimane soltanto una sola grandezza incognita, y .

Si osserva che questo tipo di crisi è avvolto da una nube di incertezze derivanti dalla difficoltà di disporre di un valore affidabile di $\varepsilon_{F,u}^{n,u}$ — che fortemente dipende dall'assetto di prova — e dalla non-linearità della risposta della barra verso la crisi — omessa in questa sede. Ma ad impensierire maggiormente, al momento, non è tanto l'aspetto previsionale, quanto quello funzionale: non tutti i dubbi circa l'affidabilità della resistenza a compressione — ivi compreso il fenomeno illustrato al punto 6.1.7 — delle barre in FRP attualmente reperibili in commercio (atte a realizzare una armatura passiva) sono stati fugati. Ciò concerne in modo particolare le armature sagomabili in opera.

6.1.7 Crisi del copriferro compresso per espulsione

Questa crisi ancora deriva dalle caratteristiche del materiale FRP, e quindi è nuova nel mondo del CA: sotto tensioni di compressione, le fibre tendono ad instabilizzarsi, dando luogo non soltanto agli effetti che

potenzialmente portano a quanto descritto in 6.1.6, ma anche ad un modulo di Poisson fittizio ν_c^F il quale — oltre ad essere alto di per se stesso — si incrementa con l'aumentare della contrazione longitudinale, tendendo all'espulsione del copriferro compresso.

Il cemento conseguente a ν_c^F è stato espresso tramite la dilatazione trasversale $\varepsilon^{F,t}$.

$$\chi \cdot h_c^- \cdot \nu_c^F(\chi) = \varepsilon^{F,t} \quad (20)$$

La (20) si colloca in favore di sicurezza in quanto trascura l'effetto (se pure piccolo) di confinamento che il copriferro esercita sulla contrazione delle barre. Da essa discende il massimo valore ammissibile di $\varepsilon_c, \varepsilon_c^{ad}$:

$$\varepsilon_c^{ad} = \frac{\varepsilon_u^{c,t}}{h_c^- \cdot \nu_c^F(\chi)} \cdot y \quad (21)$$

dove $\varepsilon_u^{c,t}$ è la $\varepsilon^{c,t}$ che causa l'espulsione.

La (21) è chiaramente una formula implicita.

Per equilibrio traslazionale si ha:

$$R_c(y) + A_F \cdot \frac{\varepsilon_u^{c,t}}{\nu_c^F} \cdot E_F - A_F \cdot \sigma'_F(y) = F_F^T(y) \quad (22)$$

La E_F nel baricentro delle barre passive va posta pari a $\frac{\varepsilon_u^{c,t}}{\nu_c^F}$; cosicché la sola grandezza incognita pure qui è y .

6.2 Meccanismo di collasso e momento ultimo M_u

Il meccanismo di collasso è quello che porta una delle sette (quattro nella P-CAP) deformazioni assunte quali rappresentative del cemento, sulla relativa soglia limite; questo senza portare nessuna delle altre deformazioni al di là dei loro limiti. Tale situazione definisce il modo di crisi associato alla trave, e quindi y_u .

Una volta ricavato il modo di crisi, l'equazione di equilibrio rotazionale impostata rispetto, per comodità, al punto dove $R_c(y_u)$ è applicata, fornisce M_u :

$$M_u = {}^0F_F^T \cdot (e_F + \rho_R^y) + \frac{\varepsilon_c^{max}}{y} \cdot \left(E_F \cdot A_F^T \cdot e_F^2 + E_F \cdot A_F^T \cdot e_F \cdot \rho_R^y + E_s \cdot A_s \cdot \zeta_s^2 + E_s \cdot A_s' \cdot h_c^{-2} \right) - \frac{\varepsilon_c^{max}}{y} \cdot \left[E_s \cdot A_s \cdot \zeta_s \cdot \rho_R^y + E_s \cdot A_s' \cdot h_c^- \cdot \rho_R^y \right] \quad (23)$$

$$M_u = {}^0F_F^T \cdot (e_F + \rho_R^y) + \frac{\varepsilon_c^{max}}{y} \cdot \left[E_F \cdot \left(A_F^T \cdot e_F^2 + A_F^T \cdot e_F \cdot \rho_R^y + A_F \cdot \zeta_F^2 - A_F \cdot \zeta_F \cdot \rho_R^y \right) \right] + \frac{\varepsilon_c^{max}}{y} \cdot \left[E_F' \cdot A_F' \cdot h_c^- \cdot (h_c^- - \rho_R^y) \right]$$

7. APPLICAZIONE DEL MODELLO

Il modello è stato impiegato per esplorare il collasso di travi in CAP, di sezione a "T" con bulbo (Fig. 3). Sono stati operati confronti tra sezioni differenti solo per il materiale d'armatura: composito, oppure acciaio, oppure misto. I compositi considerati sono a fibra di carbonio (CFRP), aramidica (AFRP) e di vetro (GFRP). I principali risultati sono riportati in Tabb. 1-2 e Figg. 4-7.

	armatura attiva	armatura passiva	momento ultimo (kN-m)	modo di crisi
I	CFRP	CFRP	16922.97	2
I	CFRP	Acciaio	15058.58	2
I	AFRP	AFRP	11082.80	3
I	AFRP	Acciaio	11942.95	3
I	GFRP	GFRP	11833.72	3
I	GFRP	Acciaio	13393.22	3
I	Acciaio	Acciaio	14238.40	3
II	CFRP	CFRP	15278.57	1
II	CFRP	Acciaio	14895.80	2
II	Acciaio	Acciaio	14109.80	3

Tabella 1. Modi di crisi ed M_u della sezione di Fig. 3. **Signale:** I. A = 2.30 m e B = 0.24 m; II. A = 1.60 m e B = 0.15 m; 1 = schiacciamento del cls; 2 = rottura per trazione dell'armatura attiva; 3 = perdita di aderenza delle barre longitudinali passive tese.

	armatura attiva	armatura passiva	ϵ_c ‰	ϵ_p ‰	ϵ_n ‰	y mm
I	CFRP	CFRP	1.67	13.55	6.65	295
I	CFRP	Acciaio	1.51	13.55	6.64	269
I	AFRP	AFRP	1.57	26.02	10.00	197
I	AFRP	Acciaio	1.61	26.02	10.00	202
I	GFRP	GFRP	1.64	27.04	10.00	204
I	GFRP	Acciaio	1.74	32.31	10.00	215
I	Acciaio	Acciaio	1.82	15.08	10.00	223
II	CFRP	CFRP	3.25	12.88	6.04	508
II	CFRP	Acciaio	2.51	13.55	6.70	396
II	Acciaio	Acciaio	2.77	15.03	10.00	315

Tabella 2. Profili delle ϵ all'atto della crisi per la sezione di Fig. 3. **Signale ulteriori:** ϵ_c = massima contrazione del cls; ϵ_p = massima dilatazione totale dell'armatura attiva; ϵ_n = massima dilatazione delle barre passive tese; y = altezza dell'asse neutro

7.1 Momento ultimo

Utilizzando un'armatura in CFRP, la capacità portante estrema di travi F-CAP è più alta, e in alcuni casi

considerevolmente, che in acciaio. La ragione è stata trovata analizzando i valori delle risultanti che si formano nei vari componenti all'atto della crisi; infatti tali valori nel caso del CFRP sono significativamente più elevati rispetto al caso dell'acciaio. Al tempo stesso va tuttavia tenuto presente che i predetti incrementi delle risultanti non traslano interamente in aumenti di portanza. Infatti con il CFRP il valore di y_u è molto più grande che non con l'acciaio (e quindi R_c sta in basso).

Il confronto tra la portanza estrema di travi F-CAP in AFRP o in GFRP e identiche travi F-CAP in acciaio tende ad assegnare alle prime capacità minori; ma le differenze presentano dispersione notevole. La ragione della predetta minore capacità portante è stata trovata nel fatto che E_F è decisamente minore di E_s ; la ragione della predetta dispersione è stata trovata nella variabilità di E_F per le barre reperibili sul mercato (e quindi considerate nella presente indagine applicativa). Difatti è la congiuntura tra E_F ed profilo delle ϵ che si instaura all'atto della crisi, a dettare la portanza estrema: a seconda di tale congiuntura le potenzialità estreme delle barre in FRP possono essere enfatizzate o inibite. In particolare, se la crisi (p. es. per slittamento) coglie le barre con ϵ lontane dalle ϵ ultime (p. es. $0.008 \div 0.009$ ove $\epsilon_{F,u}$ valga 0.035), la risultante offerta dall'armatura passiva è circa $\frac{1}{4}$ di quella estrema che potrebbe fornire. E quindi, pur con un'armatura passiva la cui resistenza è circa tripla di quella dell'acciaio (laddove la armatura attiva ha resistenza pressoché uguale a quella dell'acciaio armonico), M_u può essere inferiore a quello prodotto da un'identica armatura in acciaio. Si osserva che M_u risente anche del minore confinamento derivante da armature passive in FRP a basso valore di E_F .

7.2 Modi di crisi

Il modo di crisi assume ad un ruolo decisivo. Infatti, innanzitutto le armature in FRP implicano l'introduzione di nuovi meccanismi di crisi, tutti più insidiosi di quelli tradizionali. Ma non solo; tra i nuovi meccanismi, quelli consistenti nella rottura per trazione dell'armatura in FRP (sia essa attiva o passiva) sono mal gestibili. Infatti, la rottura dell'armatura per trazione: (a) è repentina e fragile; (b) è esplosiva nel genuino senso del termine (al notevole abbassamento ultimo corrisponde un grande ammontare di energia elastica immagazzinata dal sistema; il rilascio di tale energia elastica alla crisi può essere devastante per la struttura e per i suoi utenti); e (c) ha buone probabilità di causare il collasso dell'intera trave, perfino se il carico produttore la crisi è istantaneo (ossia, se il carico viene rimosso e la trave si trova quindi assoggettata al solo peso permanente). Al riguardo è meritevole ricordare che una barra in FRP che si rompe per trazione si disintegra, e quindi il carico che essa rilascia trasla in un'al-

tra barra; cosicché la barra sottoposta al nuovo carico si potrà rompere pure essa, originando una reazione a catena. Ne consegue che, relativamente alla rottura per trazione dell'armatura in FRP, i margini di sicurezza applicati ai moltiplicatori ultimi debbono essere superiori a quelli adottati per gli altri modi di crisi, così da coprire aspetti non direttamente contemplati da tali enti.

Le seguenti annotazioni, desunte direttamente dai risultati dell'analisi, oppure da una interpretazione dei medesimi, meritano di essere portate a fattor comune.

- Avendo stabilito che la rottura delle barre per trazione è sconsigliabile, la crisi per slittamento della armatura attiva è quella che ottimizza la portanza estrema. D'altro canto tale crisi è locale (e in parte convenzionale), e a dettare il collasso della trave potranno essere meccanismi che comportano la rottura delle barre in FRP.
- Lo schiacciamento del cls, benché non ottimizzi a pieno le prestazioni in termini di portanza estrema (poiché, per definizione, interdice lo sviluppo dell'azione ultima nelle barre), nondimeno rappresenta il modo di crisi più semplice e comune da gestire in relazione ai principali eventi che conducono al collasso e alle inerenti questioni di controllo statico e di protezione civile.
- Un innalzamento delle caratteristiche meccaniche del cls — tutto il resto uguale — implica un innalzamento dell'asse neutro a rottura, e quindi rende più probabile la rottura per trazione dell'armatura attiva.
- Generalizzando, i parametri meccanici del cls richiedono specifiche quantificazioni, dato il fatto che valori conservativi in relazione alla capacità portante estrema non lo sono a pieno in relazione al meccanismo di crisi. Ovvero, se il cls è più resistente di quanto supposto, o se ha un ramo softening meno accentuato di quanto previsto, la reale capacità portante estrema è più alta di quella teorica, ma il lato di crisi può traslare dallo schiacciamento del cls, alla rottura dell'armatura.
- Il rovescio è che, a meno di errori previsionali nella $\varepsilon_{F,u}$ (la cui dispersione statistica presenta standard deviation elevata), ad una crisi dovuta ad una inaspettata rottura dell'FRP è associata una capacità portante estrema considerevolmente più elevata di quella attesa.
- Riducendo il livello del tiro iniziale e lasciando tutto il resto inalterato, ci si porta più vicino al limite di crisi per trazione dell'armatura attiva in FRP. Ciò significa che non è lasciando ai tiranti margini più grandi dalla $\varepsilon_{F,u}$, che la loro rottura viene scongiurata: anzi è vero l'opposto. Ciò deriva dal fatto che — a differenza di una armatura in acciaio (dove si ha solo l'incrudimento) — un'armatura in FRP preserva memoria del tiro iniziale sino alla rottura; e pertanto ad un minore tiro iniziale consegue un asse neutro a rottura più alto, ciò che induce la rottura dell'FRP (ovvero protegge il cls).
- Sulla scia di quanto sopra, si è dimostrato che l'influenza del livello di tiro iniziale sui momenti ultimi,

oltre ad essere ben maggiore che in uguali travi armate in acciaio, è piuttosto elevata in senso assoluto. Perciò, per governare al meglio il comportamento estremo di una trave precompressa in FRP, una buona confidenza con la $\varepsilon_{F,u}$ dei tiranti dovrebbe essere conseguita.

- Un aumento delle dimensioni della soletta lasciando tutto il resto invariato, all'incremento della risultante di compressione accompagna un drastico innalzamento dell'asse neutro a rottura; pertanto una soletta più grande (tutto il resto uguale) comporta un netto incremento della capacità portante estrema, ma anche una propensione verso la rottura dell'armatura.

8. CONCLUSIONI

Il modello proposto parte dall'approccio al CA consolidato dalla tradizione. Le variazioni a questo apportate, da un lato contemplano le principali implicazioni dovute agli FRP in luogo dell'acciaio che al momento sono note; dall'altro tendono a contenere al minimo gli stravolgimenti, poiché davvero poca sperimentazione ancora esiste. Pertanto, per adesso, un riarrangiamento di una teoria nata per un altro materiale (il cls armato in acciaio) a quello che di fatto è un materiale innovativo (il cls armato in FRP), appare preferibile ad una teoria appositamente ritagliata per il nuovo materiale. In futuro — quando il corredo di dati sperimentali sarà sufficiente — potrebbe invece rivelarsi opportuno l'opposto: in particolare potrebbe risultare utile rimuovere l'ipotesi di planarietà delle sezioni sino alla rottura.

In breve, i risultati di questa campagna di investigazioni dimostrano che un'armatura attiva in FRP in luogo di una in acciaio implica: 1) insignificanti cambiamenti nel momento ultimo; 2) se l'armatura passiva è in composito a fibra di carbonio, un incremento del momento ultimo; 3) nuovi modi potenziali di crisi, in generale tutti più insidiosi di quelli tradizionali.

Le conclusioni che possono essere tratte dai risultati sopra richiamati sono le seguenti.

Il primo punto, unitamente al fatto che gli FRP sono diafani alla corrosione elettro-chimica, incoraggia l'uso della precompressione in FRP; il secondo perfino incita l'uso di armature passive in FRP ad elevato modulo elastico. Il terzo punto, benché non sia positivo come il secondo e nemmeno neutro come il primo, neppure costituisce ragione sufficiente per rigettare l'innovazione. Difatti, con una progettazione mirata alla rottura — la quale trova giustificazione anche nella sensibilità del momento ultimo rispetto al modo di crisi — ad una trave precompressa in FRP possono essere attribuiti modi di collasso confacenti. In tal senso, in questa nota sono stati trovati alcuni caposalda atti per pilotare la crisi.

Quale osservazione conclusiva si annota che i risultati della presente ricerca certamente incoraggiano l'intrapresa del nuovo cammino rappresentato dalle armature in FRP. Al tempo stesso non ne danno compiuta risposta circa i riflessi applicativi e quindi circa l'ammissibilità, in quanto a questo proposito è indispensabile disporre anche delle risposte di duttilità.

BIBLIOGRAFIA

1. Clarke, J.L.; (1993). *Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*. Blackie Academic & Professional, London.
2. JSCE Cooperative Research; (1994). *Comprehensive Research and Development on the Application of New Materials to Construction Industries Design and Construction Guidelines for Prestressed Concrete Highway Bridges Using FRP tendons*. Report of PWRI N. 100, Concrete Library.
3. Di Marco, R., Di Tommaso, A. e Foraboschi, P.; (1996). *Progettazione di membrature precomprese con armature in composito*, C.T.E. - NA.
4. Hollaway, L.; (1990). *Polymer Composites in Construction*. Thomas Telford, London, U.K. .
5. JSCE; (1992). *Application of fiber reinforcing materials to concrete structures*. C. L. N. 72.
6. Nanni, A. (Editor); (1993). *FRP reinforcement for concrete structures*. Elsevier.
7. Kent, D.C. e Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. ASCE J. Struct. Engng., 97, ST-7, 1969-1990.

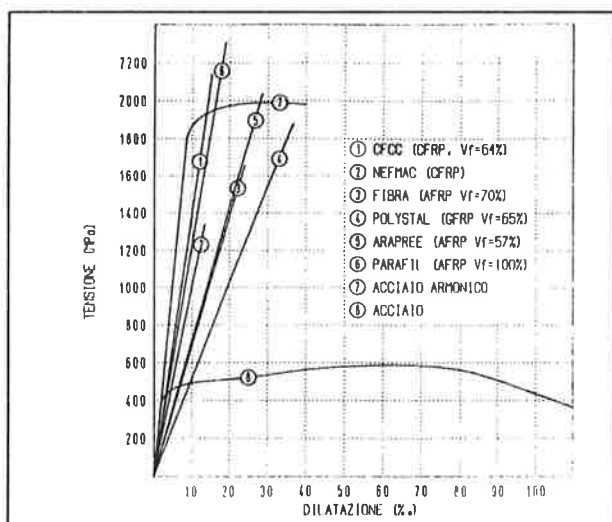


Fig. 1. Leggi tensione - deformazione di tipiche barre in FRP, confrontate con quelle di barre in acciaio armonico (curva 7) ed ordinario (curva 8). I valori ultimi presentano frattile 5%. V_f = rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale della barra.

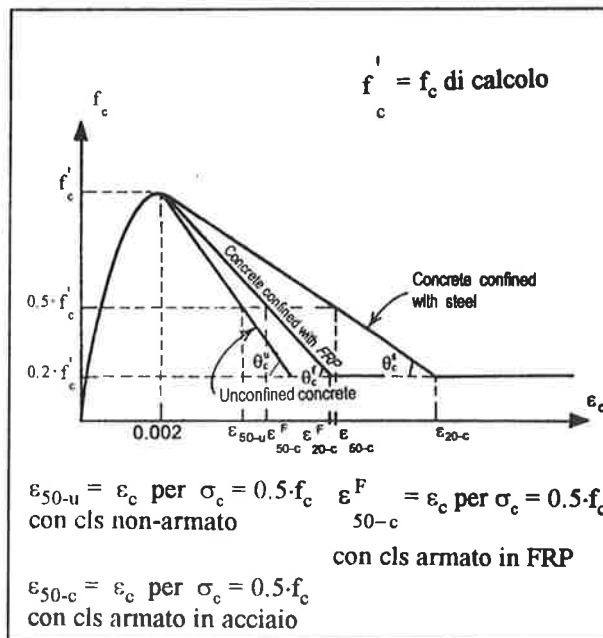


Fig. 2. Leggi costitutive adottate per il cls con armatura lenta (barre e staffe) in acciaio o in FRP di fissato E_f . Si osserva che ad una gabbia d'armatura meno rigida corrisponde un ramo softening più accentuato.

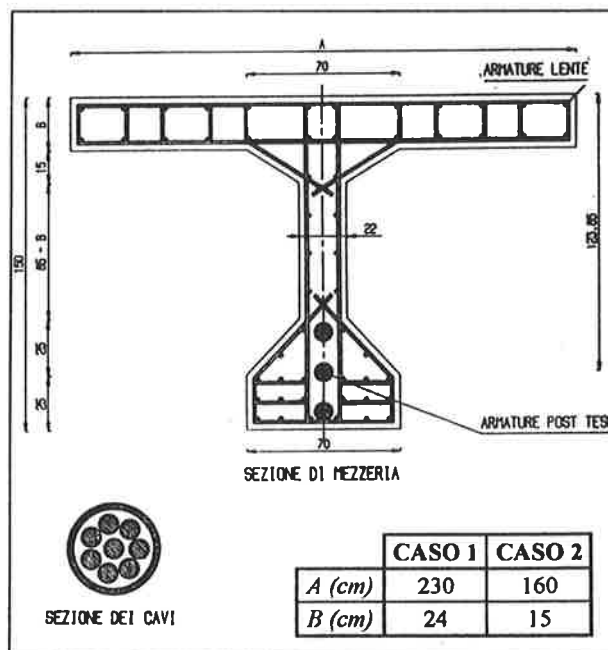


Fig. 3. Tipologia analizzata; A e B sono stati fatti variare così da esplorare una casistica emblematica per la tipologia. Stante le caratteristiche geometriche e meccaniche delle armature in FRP qui considerate, a ciascuna configurazione d'armatura in FRP è stato potuto fare corrispondere una configurazione d'armatura in acciaio di area e di tiro pressoché uguali. Cosicché si può affermare che i confronti sono stati operati a parità di tutto, a meno del materiale d'armatura.

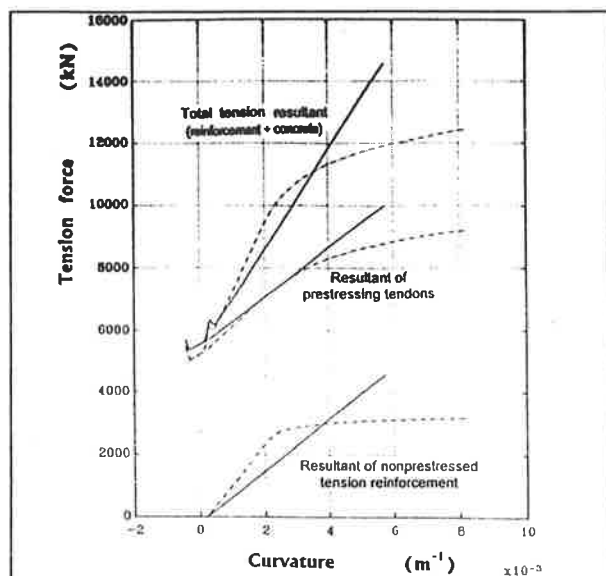


Fig. 4. Risultanti di trazione in funzione di χ . F-CAP. Linea solida = CFRP. Linea tratto-punto = acciaio. Da questa figura, così come dalle due successive, si evincono le differenze tra le risultanti che si formano nei vari componenti della sezione, al crescere della curvatura, da quella iniziale (negativa) a quella ultima. Le figure permettono altresì di constatare l'influenza del modo di crisi, congiuntamente ad E_F , sulle predette risultanti: vi sono situazioni che interdicono lo sviluppo della massima risultante possibile, così come altre che lo favoriscono. Nel caso rappresentato in questa figura, la crisi avviene per rottura (a trazione) dell'armatura attiva, ed E_F è elevato.

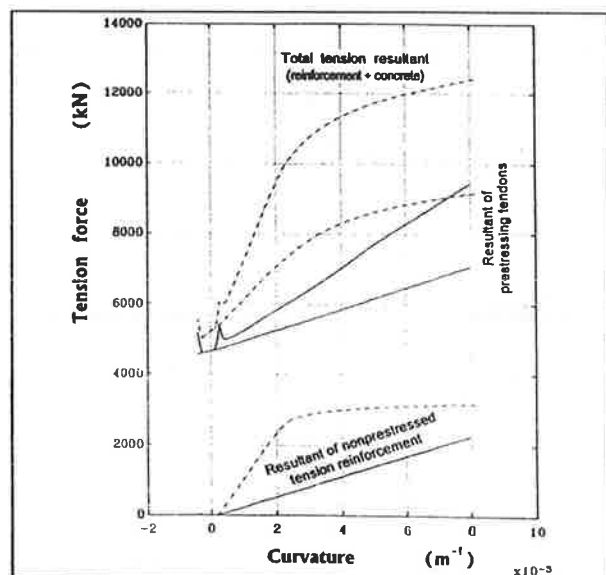


Fig. 5. Risultanti di trazione in funzione di χ . F-CAP. Linea solida = AFRP. Linea tratto-punto = acciaio. Nel caso qui rappresentato, la crisi avviene per perdita di aderenza dell'armatura attiva, ed E_F è medio.

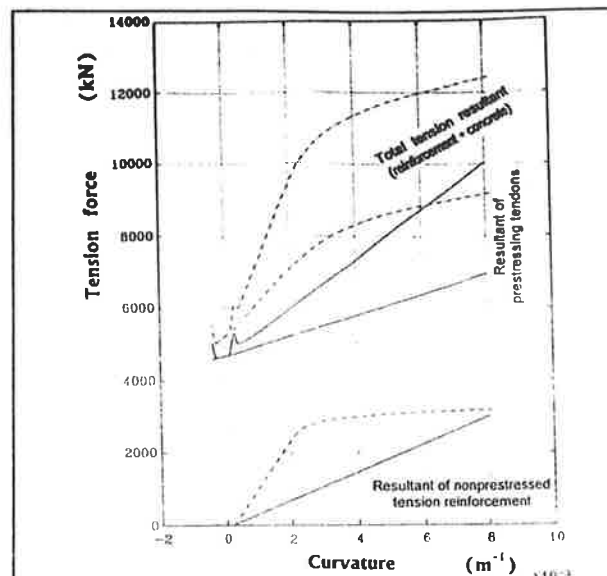


Fig. 6. Risultanti di trazione in funzione di χ . F-CAP. Linea solida = GFRP. Linea tratto-punto = acciaio. Nel caso qui rappresentato, la crisi avviene per perdita di aderenza dell'armatura attiva, ed E_F è medio.

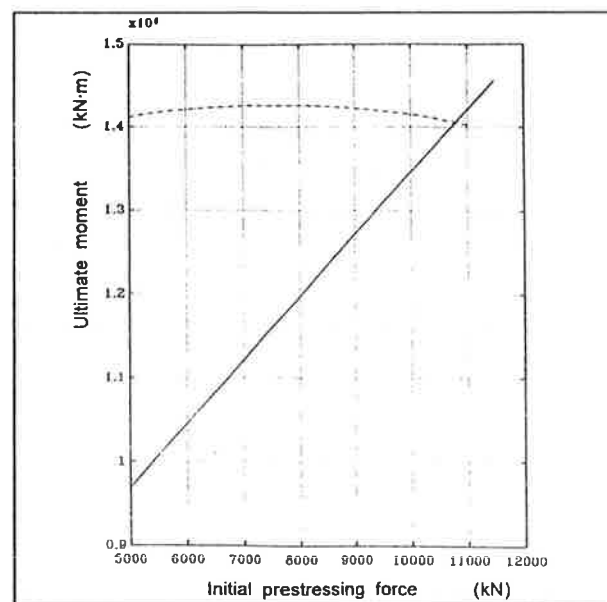


Fig. 7. Momento ultimo in funzione del tiro iniziale. Sezione di cls F-CAP, in AFRP — linea solida — e in acciaio — linea tratto-punto. In entrambe le configurazioni, il tiro iniziale ammissibile è ≈ 6800 kN. Si osserva che, quando l'armatura è in acciaio — come ben noto — M_u non varia al variare del tiro iniziale (e sostanzialmente coincide con quello che si ha se l'armatura è lenta). Ma se l'armatura è in FRP, il M_u risente in modo marcato del livello di tiro iniziale. Ne consegue che i margini di sicurezza che si adottano per la dilatazione di tiro dell'FRP si rispecchiano totalmente in portanza estrema della membratura.

I NUOVI CALCESTRUZZI STRUTTURALI : ALCUNE RIFLESSIONI SUL LORO IMPIEGO NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Roberto DI MARCO

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Emanuele F. RADOGNA

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

SOMMARIO

Allo scopo di trarre indicazioni utili per l'impiego razionale dei nuovi calcestruzzi strutturali nelle costruzioni civili vengono preliminarmente esaminate le proprietà di tale materiale al così detto "meso-livello" (Wittmann 1983), in modo di correlare ad esse le proprietà del "macro-livello", che sono proprie delle applicazioni tecniche.

I nuovi calcestruzzi strutturali considerati sono di tre tipi: a) ad alta resistenza ; b) impregnati con polimeri; c) fibrorinforzati: per ciascuno di essi vengono esaminati e discussi i campi di utilizzazione, in cui le proprietà prestazionali specifiche trovano impieghi ottimali. Per il calcestruzzo ad alta resistenza si riferisce, inoltre, sulla sua utilizzazione nel sistema costruttivo composto "acciaio-calcestruzzo".

Il lavoro si conclude con alcuni suggerimenti intesi a favorire l'impiego razionale dei calcestruzzi speciali.

SUMMARY

In order to get information about the rational use of the new structural concretes in the field of Civil Engineering, the properties of the aforesaid materials are considered, firstly at the "meso-level" (Wittmann 1983), and then at the "macro-level", the typical level of the technical applications.

Three kinds of new structural concretes are examined : a) High Strength Concrete, b) Polymer Impregnated Concrete, c) Fiber-Reinforced Concrete.

For each of them there are examined and discussed the fields preferred for practical use, in which the specific properties of performance will find the best utilization.

As to the High Strength Concrete, in particular, its use in Composite Steel-Concrete Constructions is herewith presented. Finally there are made some suggestions with the intent to foster the rational use of the new cement based materials.

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

E' noto che il comportamento meccanico del calcestruzzo è influenzato dalla presenza dei pori del gel, dei pori capillari, di cavità dovute a bolle d'aria, di discontinuità nella interfaccia tra la pasta cementizia indurita e l'aggregato lapideo, di microfessure dovute al ritiro ed alle variazioni termiche nella massa del calcestruzzo.

Quando il calcestruzzo è sotto carico al contorno delle cavità e, soprattutto, agli apici delle microfessure, l'intensità dello stato di tensione aumenta localmente, favorendo la estensione del processo di danneg-

giamento della pasta indurita e della adesione della pasta allo scheletro litico.

Incrementando il carico, il processo si diffonde nella massa del calcestruzzo fino alla perdita della capacità di resistenza, che si manifesta con quelle caratteristiche di repentinità proprie del comportamento fragile.

Quindi la riduzione della porosità del calcestruzzo favorisce l'aumento della resistenza meccanica : è il caso dei calcestruzzi ad alta resistenza, nei quali al cemento viene aggiunto come filler il fumo di silice, le

cui particelle, avendo dimensioni comprese fra 0.01 e 0.5 micron, riempiono i vuoti tra le particelle di cemento, che possono essere molto più grandi, fra 1 e 100 micron.

Ne risulta una matrice di cemento e di fumo di silice molto densa e compatta, con aumento della resistenza a compressione da 3 a 5 volte rispetto a quella del calcestruzzo senza aggiunta di fumo di silice.

Un altro procedimento che tende a ridurre la porosità è quello basato sulla impregnazione del calcestruzzo con monomeri di derivati vinilici.

Il procedimento avviene in tre fasi: a) trattamento termico del calcestruzzo, per eliminare gran parte dell'acqua evaporata inclusa; b) impregnazione del calcestruzzo con un monomero organico per capillarità a pressione atmosferica o sotto una modesta pressione; c) polimerizzazione con processo di riscaldamento, spesso per immersione in acqua calda, e con impiego di catalizzatori.

Il procedimento influisce tanto sulla resistenza, quanto sulla durabilità.

Invece nel caso del calcestruzzo fibrorinforzato si rinuncia a ridurre la porosità, ma si aggiungono fibre di acciaio, con lo scopo di aumentare la duttilità e la resistenza all'urto del composito, nonché la resistenza a trazione per flessione.

Proprietà del calcestruzzo	Normale	Ad alta resistenza	Ad altissima resistenza	Impr. con poli-meri	Rinfor. con fibre di acciaio
Res. a compres. (N/mm ²)	30	90	160	140	
% sul normale	-	200%	433%	367%	≈30%
Res. a trazione diretta (N/mm ²)	3	4	6	10.5	
% sul normale	-	33%	100%	250%	≈30%
Res. a flessione (N/mm ²)	3	6	13	17.5	
% sul normale	-	100%	333%	483%	100÷150%
Modulo elast. (N/mm ²)	25÷30 (27.5)	35÷40 (37.5)	40÷45 (42.5)	42	
% sul normale	100	36%	≈55%	≈53	3%

Tabella 1 Caratteristiche dei calcestruzzi normali, ad alta ed altissima resistenza, impregnati e fibrorinforzati

Nella Tabella 1 sono riportate, a titolo comparativo, alcune proprietà di cinque tipi di calcestruzzo, uno normale e gli altri quattro speciali [1].

Dall'esame della tabella si vede che i calcestruzzi ad alta resistenza ed impregnati con polimeri presentano

proprietà di resistenza e di rigidità superiori a quelle del calcestruzzo normale, ma che tali variazioni non sono uniformi per tutte le proprietà.

Nei calcestruzzi ad alta resistenza la resistenza a trazione è percentualmente minore rispetto all'incremento della resistenza a compressione, che è accompagnata da un comportamento a rottura marcatamente più fragile.

Nel caso di calcestruzzi impregnati con polimeri il divario tra gli incrementi di resistenza a compressione e a trazione è meno accentuato, mentre nei calcestruzzi fibrorinforzati con fibre di acciaio sono migliorate la duttilità e la resistenza a trazione, proprietà che intervengono nella resistenza ad azioni impulsive, mentre la resistenza a compressione rimane praticamente invariata.

Emerge quindi la necessità di tenere presente, nelle applicazioni dei calcestruzzi speciali, il complesso delle loro proprietà, senza limitarsi ad usare una sola di esse, quella che risulta più elevata rispetto al calcestruzzo normale.

2. CONSIDERAZIONI SUI CAMPI DI APPLICAZIONE DEI VARI TIPI DI CALCESTRUZZI SPECIALI

L'impiego pressochè universale del calcestruzzo normale armato si è consolidato con l'esperienza di ormai novanta anni, a partire dal Regolamento Francese del 1906.

Anche nel campo del calcestruzzo normale precompresso le esperienze si sono generalizzate a partire dalla seconda guerra mondiale, cioè da più di cinquanta anni.

Diverso è il caso dei calcestruzzi speciali, molto più recenti, per i quali esistono raccomandazioni tecniche redatte da associazioni nazionali specializzate.

In Italia ricordiamo le raccomandazioni dell'AICAP per il ferro-cemento, per i calcestruzzi impregnati con polimeri, per i calcestruzzi fibrorinforzati e per i calcestruzzi ad alta resistenza.

Dall'esame di questi documenti e da quello della bibliografia specializzata si possono formulare alcune considerazioni di carattere generale sui correlativi campi di applicazione più consoni a valorizzarne le proprietà specifiche.

2.1 Calcestruzzi ad alta resistenza

Per quanto riguarda i calcestruzzi ad alta resistenza, con resistenze comprese tra 55 e 80 N/mm², la loro elevata fragilità non consente di impiegarli come semplici sostitutivi del calcestruzzo normale in maniera generalizzata, ma richiede di studiare, caso per caso, le dispo-

sizioni costruttive delle armature, in modo da assicurare quelle risorse di capacità dissipativa, che derivano dalla presenza del ramo cadente del diagramma $\sigma - \epsilon$ del calcestruzzo normale.

In altre parole, la presenza di una matrice - la pasta cementizia indurita - più resistente delle inclusioni lapidee esclude il meccanismo di arresto delle microlesioni, presenti nella matrice, da parte delle inclusioni medesime.

Ciò consente alle microlesioni di attraversare gli inerti, favorendone la coalescenza e la conseguente rottura fragile.

Queste caratteristiche hanno ovviamente attirato l'attenzione dei ricercatori e dei normatori, cosicchè sono ormai disponibili raccomandazioni e documenti per la progettazione, che ne permettono un impiego soddisfacente.

Problemi rimangono invece nella fase realizzativa di tali calcestruzzi che richiede l'applicazione di procedure di controllo più severe rispetto a quelle naturalmente adottate per il confezionamento del calcestruzzo normale.

Le peculiari caratteristiche fisico-meccaniche dei calcestruzzi ad alta resistenza ne hanno favorito l'utilizzazione principalmente nel campo dei ponti, delle strutture offshore, degli edifici alti, delle strutture prefabbricate, delle strutture precomprese ed in quelle composte "acciaio-calcestruzzo".

2.2 Calcestruzzi impregnati con polimeri

Per quanto riguarda il calcestruzzo impregnato con polimeri, risultano più frequenti le sue applicazioni per aumentare la durabilità di solette e piastre, mediante procedimenti di impregnazione limitati ad una parte dello spessore del componente strutturale da proteggere (impregnazione parziale).

Nel caso della impregnazione totale si segnalano i seguenti casi possibili [2]:

- manufatti prefabbricati per opere situate in ambiente fortemente aggressivo;
- realizzazione di tubi;
- produzione di pannelli, lastre, manufatti decorativi e protettivi;
- costruzione di impianti particolarmente esposti ad azioni chimiche deterioranti, come per esempio, gli impianti di dissalamento dell'acqua di mare.

2.3 Calcestruzzi fibrorinforzati

Per quanto riguarda i calcestruzzi fibrorinforzati si ricordano le applicazioni seguenti nelle quali sono prevalenti le sollecitazioni di urto e i fenomeni di usura [2]:

- pavimentazioni industriali;
- piste aeroportuali;
- pavimentazioni stradali;
- pareti antiscoppio;
- ricoveri e fortificazioni;
- elementi artificiali delle mantellate delle dighe a gettata.

Inoltre va segnalato il gunitaggio diretto nei rivestimenti delle gallerie e nelle riparazioni superficiali di elementi di calcestruzzo degradato.

3. CONSIDERAZIONI INTEGRATIVE SULL'USO DEI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA

Tra i calcestruzzi speciali esaminati, per quelli ad alta resistenza si può prevedere una più estesa applicazione, pur con le cautele già espresse.

Nel seguito si esaminano quindi in maggiore dettaglio le caratteristiche fisico-meccaniche di tali materiali più rilevanti ai fini di una loro specifica utilizzazione.

3.1 Impiego in strutture di cemento armato

L'incremento della resistenza si traduce in una riduzione, a parità di prestazioni richieste, delle dimensioni degli elementi strutturali e quindi del loro peso.

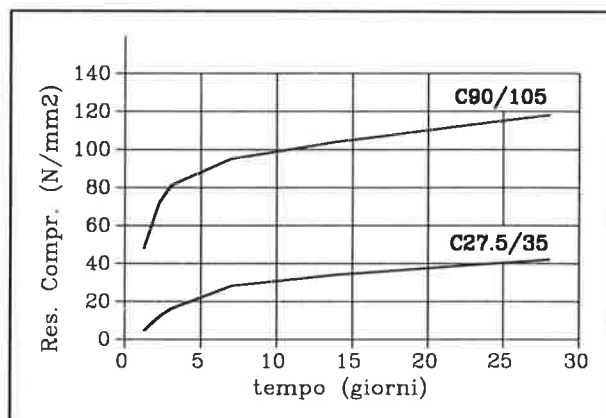


Fig. 1 Evoluzione nel tempo della resistenza di un calcestruzzo normale ed di uno ad alta resistenza [5]

L'incremento del coefficiente di sicurezza γ_c , proposto in [3] per tener conto del comportamento fragile al collasso, o la riduzione del coefficiente ν che tiene conto in [4] della diminuzione della resistenza nella struttura reale rispetto a quella misurata su campioni, mitigano però tale effetto, perchè riducono la resistenza di calcolo.

Come evidenziato nella Fig. 1, nella quale sono diagrammate le variazioni nel tempo delle resistenze di un calcestruzzo C35 e di uno C110, il rapido sviluppo di quella di un calcestruzzo ad alta resistenza consente di accelerare le fasi di scasseratura e quindi di ridurre i tempi di esecuzione, sia nel caso degli elementi prefabbricati, che in quello dei getti in opera.

Il miglioramento delle caratteristiche di aderenza, evidenziato nella Fig. 2, si traduce poi in una riduzione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura e, a parità di condizioni, dell'ampiezza delle lesioni; il conseguente incremento della collaborazione del calcestruzzo teso determina poi una riduzione delle deformazioni flessionali.

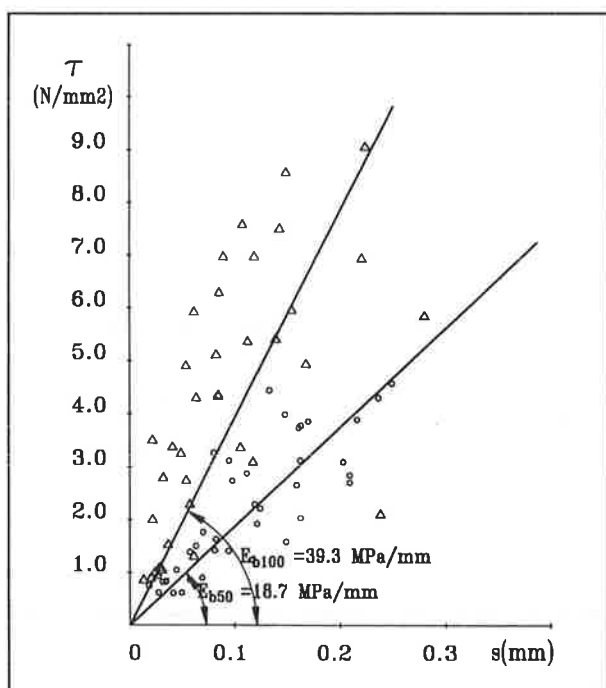


Fig. 2 Valori sperimentali del modulo medio di aderenza cls-acciaio sotto carichi di esercizio in presenza di calcestruzzi normali e ad alta resistenza [6].

Per altro il miglioramento dell'aderenza, la presenza di forti quantità di armatura conseguenti all'incremento di resistenza e la riduzione della deformazione di rottura possono tradursi in una riduzione della capacità di rotazione delle sezioni inflesse e quindi della redistribuzione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

In [4] si forniscono regole specifiche per l'utilizzazione di calcestruzzi ad alta resistenza per strutture intelaiate in zona sismica, ma è opportuno ricordare che l'effetto di confinamento realizzato dalle armature trasversali è meno efficace rispetto al caso dei calcestruzzi

normali così come l'incremento di duttilità ad esso collegato.

La rottura degli inerti durante la propagazione della lesione riduce poi la resistenza d'attrito per taglio dei calcestruzzi ad alta resistenza rispetto a quella dei calcestruzzi normali [5].

Si deve poi evidenziare che nelle strutture già completate il criterio di un incremento delle qualità meccaniche ha giustificato l'adozione di tali materiali solo in un numero ridotto di casi e che, invece, sono state qualità "secondarie" rispetto alla resistenza, quali la lavorabilità e la durabilità, a favorirne l'impiego.

La prima è particolarmente importante nel caso di presenza di grandi quantità di armature e quando si vogliono realizzare getti di dimensioni estese con ottima finitura superficiale, la seconda, conseguente all'estrema compattezza del materiale, riduce fortemente la permeabilità all'acqua e all'aria e alla penetrazione della carbonatazione e ne favorisce l'impiego in ambienti fortemente aggressivi.

3.2 Impiego in strutture di cemento armato precompresso

Il rapido indurimento, l'incremento dell'entità delle forze di precompressione cui il calcestruzzo può essere sottoposto, la riduzione delle distanze tra i trefoli, conseguenti alla riduzione dei fenomeni di fessurazione longitudinale, rendono l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza particolarmente interessante nell'industria dei prefabbricati, in particolare di quelli precompressi.

Tipo di calcestruzzo	Normale	Ad altissima resistenza
Ritiro totale		
90 gg	470	320
Finale *	650	340
Ritiro endogeno		
90 gg	120	200
Finale *	120	220
Ritiro di essiccamento		
90 gg	350	120
Finale *	530	120

* (estrapolazione)

Tabella 2 Valori delle deformazioni di ritiro in ($\mu\text{m}/\text{m}$) di calcestruzzi normali e ad altissima resistenza [7]

Nei calcestruzzi ad alta ed altissima resistenza, come indicato schematicamente nella Tabella 2, le deformazioni di ritiro complessive sono più basse di quelle dei calcestruzzi ordinari e si evolvono più rapidamente; la componente di ritiro endogeno, in assenza cioè di

scambi di umidità con l'ambiente, risulta invece maggiore. Ciò potrebbe determinare inconvenienti nel caso di getti di grande volume, ma le caratteristiche di resistenza del materiale, come già detto, portano ad una riduzione degli spessori.

Le deformazioni viscosi dei calcestruzzi ad alta resistenza hanno valori generalmente inferiori a quelli dei calcestruzzi normali, perchè si riduce notevolmente la parte dovuta all'essiccamento, e si evolvono più rapidamente.

Complessivamente le caratteristiche reologiche determinano una riduzione delle perdite di tensione nelle armature di precompressione.

3.3 Impiego in strutture composte "acciaio-calcestruzzo"

Nelle strutture composte "acciaio-calcestruzzo", l'utilizzazione di calcestruzzi ad alta resistenza comporta, come è naturale, un incremento della resistenza della sezione trasversale, ma condiziona anche in modo sensibile il comportamento della connessione a taglio e quindi quello della intera trave, soprattutto nel caso di connessione parziale.

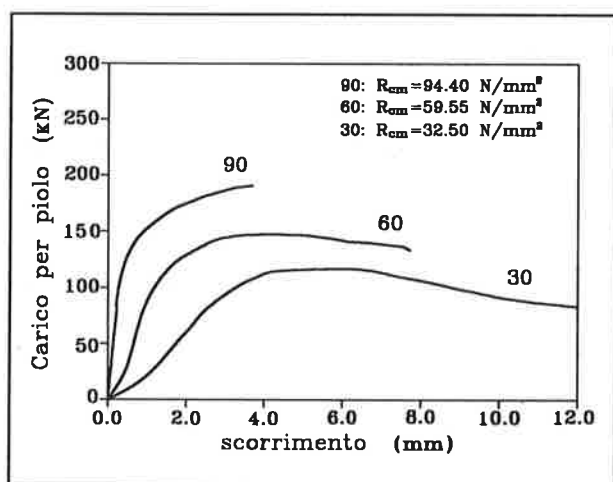


Fig. 3 Confronto tra i legami sperimentali carico-scorrimento di connessioni a piolo in calcestruzzo ordinario e ad alta resistenza [8]

Nella Fig. 3 sono confrontati alcuni risultati sperimentali riguardanti connessioni a piolo tipo Nelson sottoposte a prove di push-out su provini realizzati con calcestruzzi di resistenze diverse.

All'aumentare della resistenza del calcestruzzo, aumentano la resistenza a taglio della connessione e la sua rigidità, mentre si riducono in modo rilevante le deformazioni in corrispondenza del carico massimo e della rottura del collegamento.

Nel caso di calcestruzzi ordinari, per effetto del progressivo schiacciamento del calcestruzzo, la crisi del piolo è prevalentemente di tipo flessionale ed è accompagnata da forti scorrimenti; nel caso di calcestruzzi ad alta resistenza, si riducono i fenomeni di rottura localizzata del calcestruzzo, la crisi viene per tranciamento del gambo e la curva carico-scorrimenti non presenta un ramo discendente, oltre il valore di picco, caratteristico del comportamento duttile.

Per altro una soletta realizzata con calcestruzzi ad alta resistenza è meno deformabile della corrispondente in calcestruzzo normale e si riduce la capacità di deformazione richiesta al collegamento.

Pur nei limiti di una sperimentazione solo numerica, i dati riportati nella Fig. 4 evidenziano che la modalità di crisi della trave si mantiene di tipo flessionale (lato calcestruzzo) anche nel caso di uso di calcestruzzi ad alta resistenza, purchè la connessione sia del tipo a completo ripristino; in presenza di tale materiale, però, una riduzione del grado di connessione ($\eta = Q_{res}/P_f < 1$) si traduce in una brusca diminuzione della capacità portante, con crisi per taglio (lato piolo).

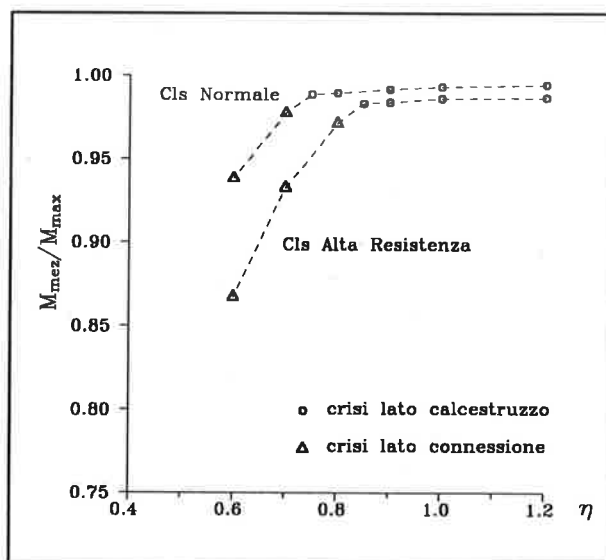


Fig. 4 Variazione della portanza teorica di travi realizzate con calcestruzzo normale e ad alta resistenza, al variare del grado di connessione η [9]

I diagrammi di Fig. 5, relativi alla condizione di connessione totale, evidenziano una forte redistribuzione delle sollecitazioni sui pioli in fase di collasso anche quando si utilizzino calcestruzzi ad alta resistenza e quindi il comportamento della connessione non sia di tipo duttile.

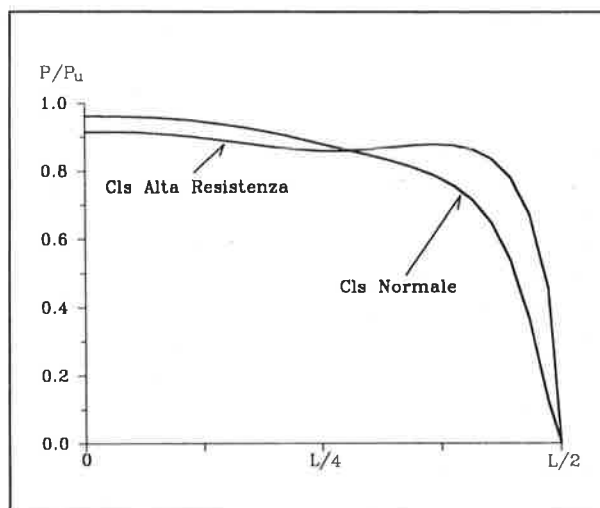


Fig. 5. Distribuzione teorica degli sforzi tangenziali sui pioli al collasso in travi sottoposte a un carico uniformemente ripartito nel caso di utilizzazione di calcestruzzo ordinario e ad alta resistenza [9].

4. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI FINALI

I risultati di una serie numerosa di applicazioni hanno ormai chiarito i campi di specifico impiego dei calcestruzzi speciali che la moderna tecnologia mette a disposizione.

In alcuni casi l'utilizzazione di tali calcestruzzi comporta vantaggi immediati, senza una sostanziale variazione nelle regole di pregettazione; ma è solo attraverso un attento riesame dei criteri di progettazione usuali nel caso di calcestruzzi normali e delle tecniche da utilizzare nelle fasi di realizzazione che si può prevedere di raggiungere i migliori risultati

Per evitare insuccessi, appare quindi opportuno sia intervenire nella formazione culturale dell'ingegnere progettista, fornendogli una serie di documenti di riferimento e di raccomandazioni in cui siano riportati i risultati degli studi teorici e sperimentali effettuati dai ricercatori, che sensibilizzare gli operatori di cantiere sulla necessità di mettere a punto procedure di confezionamento e posa in opera e di controllo più severe di quelle attualmente adottate nella industria delle costruzioni.

Un ulteriore passo nella direzione di una sensibilizzazione alle nuove problematiche che l'uso di tali materiali comporta potrà poi essere fatto quando il loro studio sarà oggetto dei programmi non solo delle Università ma anche delle Scuole Tecniche.

In definitiva, tanto nel caso del calcestruzzo normale quanto in quello dei calcestruzzi speciali, occorre ac-

certare che gli elementi strutturali ed i sistemi da essi costituiti soddisfino ai requisiti fondamentali della resistenza, della stabilità dell'equilibrio, della efficienza funzionale (service-ability) e della durabilità: compito del Progettista è quello di individuare, caso per caso, il tipo di calcestruzzo strutturale più rispondente alle specifiche domande di prestazione dell'opera da realizzare.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] IL CEMENTO n° 4, Ottobre 1986
- [2] A.I.C.A.P. - UNIVERSITA' DEGLI STUDI DE L'AQUILA: Atti del "Seminario sui calcestruzzi speciali", L'Aquila 1988
- [3] CEB: Bulletin d'Information n. 228 "High performance concrete - Recommended extensions to the Model Code 90", July 1995
- [4] A.I.C.A.P. - Coomissione Calcestruzzi Speciali "Raccomandazioni tecniche sui conglomerati cementizi ad alta resistenza" Aprile 1996
- [5] J. WALRAVEN: "High Performance Concrete: Properties and Structural Use", C.T.E., Napoli, 7-9 November 1996, pp. 347-355.
- [6] G. CREAZZA, R. DI MARCO, S. RUSSO, E. SIVIERO: "Tension Stiffening in High Strength Concrete", 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concretes, Paris, 1996 pp. 1135-1143
- [7] F. de LARRARD, Y. MALIER "Engineering Properties of Very High Performance Concretes" in High Performance Concrete - From Material to Structure Ed. Y. Malier, E & FN Spon 1994 pagg 85-114
- [8] S. BULLO, R. DI MARCO: "Effects of high-performance concrete on stud shear connector behavior", Proceeding of Nordic Steel Construction Conference, Malmo, Swedish, June 1995, pp. 577-584
- [9] S. BULLO, R. DI MARCO: "Influenza della limitata capacità di scorrimento della connessione sulla portanza di travi miste realizzate con calcestruzzi ad alte prestazioni", C.T.E., Napoli, 7-9 November 1996, pp. 21-30.

PIASTRE DI PAVIMENTAZIONE: UN METODO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A FATICA

Marco di PRISCO, Claudio di PRISCO, Roberto FELICETTI, Giovanna LILLIU

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Viene proposto un metodo per la previsione della durata a fatica di strutture in calcestruzzo; esso è basato sull'analisi dello stato tensionale indotto da un carico monotonamente crescente applicato quasi-staticamente. Il metodo viene esemplificato con riferimento ad un travetto inflesso in calcestruzzo non armato e fornisce risultati a favore di sicurezza. E' inoltre in grado di apprezzare progettualmente l'efficacia delle fibre nel controllo del processo fessurativo ed il conseguente incremento di duttilità. Viene di seguito discussa l'estendibilità del metodo alle piastre di pavimentazione, ove la principale difficoltà sembra correlata alla complessa interazione terreno-struttura.

SUMMARY

A method to preview the fatigue life of concrete structures is proposed; this is based on the analysis of the stress state caused by a statically and monotonically increasing applied load. The method gives conservative results for a plain concrete bending beam. The suggested design method is able to appreciate the proved effectiveness of fibers in controlling the cracking development and in increasing ductility, making the fatigue life of a R/C structure longer. Then the possibility to extend the method to the ground slabs is discussed: in this case the main difficulty is related to the complex interaction between foundation and structure.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo fibro-rinforzato (FRC) è un materiale composito costituito da una matrice a base cementizia, da aggregati di varia natura e da fibre.

La presenza delle fibre è praticamente ininfluenza nella fase pre-fessurativa della matrice; esse svolgono però un ruolo determinante nel controllo del processo fessurativo. Il materiale presenta caratteristiche meccaniche migliori rispetto ad un calcestruzzo non armato; in particolare risulta notevolmente accresciuta la sua capacità di assorbire energia e quindi la sua duttilità [1, 2, 3, 4]. Ciò rende il calcestruzzo fibro-rinforzato particolarmente utile nella realizzazione di strutture soggette a carichi di tipo ciclico, quali le piastre di pavimentazione [5].

La progettazione delle piastre di pavimentazione viene di regola eseguita assumendo un comportamento elastico sia per la struttura che per il terreno di fondazione; per quest'ultimo viene solitamente adottato il modello di terreno incoerente perfettamente elastico.

Data la natura ciclica dei carichi agenti risulta tuttavia necessaria una progettazione a fatica delle pavimentazioni. Al fine di stimare il numero di cicli di carico che la struttura è in grado di sostenere, risulta utile la determinazione del ramo post-picco a pendenza negativa del diagramma carico-spostamento. Sembra infatti oramai accertato sperimentalmente che il collasso strutturale si verifichi quando il diagramma carico-spostamento ciclico intercetta quello monotono, che può quindi essere interpretato come un diagramma involuppo [6, 7, 8, 9].

Allo scopo di studiare il comportamento post-picco delle piastre di pavimentazione sono state eseguite, presso il D.I.S del Politecnico di Milano, prove in controllo di spostamento su provini in scala di piastre di calcestruzzo [5], armate con diverse percentuali volumetriche di fibre di acciaio (0.0, 0.4, 0.8%) ed in diverse condizioni di vincolo (appoggio semplice lungo il bordo, appoggio continuo su neoprene ed appoggio continuo su sabbia).

2. INDAGINE SPERIMENTALE

2.1 Descrizione

Le piastre sono state realizzate in calcestruzzo avente resistenza cubica media a compressione $R_{cm}=45$ MPa. Le fibre utilizzate sono uncinato, con diametro $d=0.5$ mm, lunghezza $l=30$ mm (rapporto d'aspetto $l/d=60$) e resistenza allo snervamento $f_y=1100$ MPa.

La geometria delle piastre, circolari, è stata progettata in funzione del massimo ingombro consentito dalla macchina di prova e della necessità di riprodurre in scala le condizioni al vero di una piastra di dimensioni infinite. In quest'ultima il momento flettente radiale M_r assume valore nullo ad una distanza $r \approx L$ dal centro di applicazione del carico; L è il raggio di rigidità relativa ($L = \sqrt[4]{D/k}$, nella quale D è la rigidità flessionale della piastra, k la costante di reazione del terreno di fondazione). Pertanto, avendo fissato il valore del raggio ($R=220$ mm), è stato ricavato il valore dello spessore ($s=50$ mm) per il quale risulta $R \approx L$.

Allo scopo di valutare le differenze tra un sottofondo naturale ed il modello elastico incoerente frequentemente impiegato per l'indagine teorica, sono stati considerati due sottofondi alternativi. Il "terreno" naturale di fondazione ($k \approx 0.1$ N/mm³) è stato realizzato utilizzando una sabbia avente densità relativa $D_r=80\%$. Il "terreno" elastico incoerente (alla Winkler) è stato invece simulato mediante un duplice strato di cubetti di neoprene, opportunamente lubrificati con acido stearico.

Le prove sono state eseguite utilizzando una pressa elettromeccanica INSTRON 8562. Il carico è stato applicato mediante un punzone di acciaio di diametro $d_p=30$ mm. Durante la prova l'insieme costituito da piastra e supporto (solidale con l'attuatore della macchina) si solleva, mentre il punzone, solidale con la traversa superiore, rimane fermo. Le prove sono state svolte in controllo di spostamento; la velocità imposta è stata di $2 \div 4$ $\mu\text{m/s}$. La strumentazione utilizzata per il rilevamento degli spostamenti è costituita da trasduttori induttivi (corsa massima ± 5 mm) disposti sia sulla superficie di estradosso che su quella di intradosso. In particolare, per le piastre su supporto continuo, sono stati utilizzati 12 trasduttori sulla superficie di estradosso, fissati ad un'intelaiatura a quattro bracci in alluminio (Fig. 1), ed un trasduttore (corsa massima ± 20 mm) sulla superficie di intradosso, in posizione centrale. La strumentazione è completata dai trasduttori di carico e di spostamento della macchina di prova.

2.2 Analisi dei dati sperimentali

I dati di spostamento rilevati durante l'esecuzione delle prove, opportunamente rielaborati, hanno consentito di individuare diversi meccanismi resistenti (schiacciamento del calcestruzzo, flessione della piastra, flessione localizzata o punzonamento) e di determinarne le corrispondenti componenti di spostamento e di velocità.

Il valore dello spostamento relativo tra punzone ed attuatore della pressa (stroke) misurato durante le prove è stato preventivamente depurato dei contributi dovuti alle deformazioni del telaio della macchina di prova e del punzone. Le rigidità di questi ultimi (k_f e k_p) sono state misurate con prove nelle quali il carico (load) veniva applicato direttamente sul piatto superiore dell'attuatore (per la situazione vincolare di appoggio semplice lungo il bordo) oppure, mediante una piastra di acciaio di rigidità paragonabile a quella delle piastre di calcestruzzo, sul supporto continuo. Lo spostamento netto totale (w_t) risulta pertanto:

$$w_t = \text{stroke} - \frac{\text{load}}{k_f} - \frac{\text{load}}{k_p} \quad (1)$$

Indicate con w_c , w_f , w_p le componenti di spostamento associate rispettivamente ai meccanismi resistenti di schiacciamento del calcestruzzo, di flessione e di punzonamento, si ha:

$$w_c = w_t - w_i \quad (2.a)$$

$$w_b = w_c - w_s \quad (2.b)$$

$$w_p = w_i - w_e \quad (2.c)$$

Nelle Eq. (2a), (2b) e (2c) sono state utilizzate le seguenti notazioni: w_i lo spostamento misurato dal trasduttore di intradosso; w_s lo spostamento del suolo definito nel seguito; w_e lo spostamento all'estradosso della piastra. Quest'ultimo viene calcolato con la seguente relazione:

$$w_e = \text{stroke} - \bar{w}_i - \frac{\text{load}}{k_f} \quad (3)$$

nella quale \bar{w}_i è la media degli spostamenti dei trasduttori posti sui quattro bracci dell'intelaiatura in alluminio ed indicati con 1 in Fig. 1.

Lo spostamento nel suolo (w_s) è uno spostamento equivalente ricavato imponendo la condizione di bilancio energetico:

$$E_{\text{reale}} = E_{\text{eq}}, \quad (4)$$

con

$$E_{\text{reale}} = 2 \cdot \pi \cdot k \cdot \int_0^R w^2(r) \cdot r \cdot dr,$$

$$E_{\text{eq}} = \pi \cdot k \cdot R^2 \cdot w_s^2.$$

Nell'Eq. 4 viene imposta la condizione che l'energia di deformazione della piastra sia la stessa necessaria per produrre una sua traslazione rigida pari a w_s . Nel calcolo di E_{reale} si assume che la deformata della piastra sia rettilinea, esprimibile con l'espressione analitica:

$$w(r) = w_t - (A \cdot r + B) \quad 0 \leq r \leq R, \quad (5)$$

nella quale le costanti A e B vengono ricavate imponendo le condizioni al contorno

$$w(r)_{r=0} = w_1, \quad w(r)_{r=210} = w_3.$$

Il valore di w_s ricavato dall'Eq. (4) è:

$$w_s = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot B^2 \cdot R^2 + 4 \cdot B \cdot (A - w_t) \cdot \frac{R}{3} + (A - w_t)^2} \quad (6)$$

Noto il valore delle singole componenti dello spostamento per ogni passo di carico, è stato possibile determinarne le variazioni (Δw_c , Δw_b , Δw_p , Δw_s) ed i corrispondenti rapporti con la variazione dello spostamento totale (Δw_t). Ciò ha consentito di valutare il peso che ciascuno dei meccanismi resistenti considerati esercita sul meccanismo resistente globale.

2.3 Risultati

Si è osservato che il contenuto di fibre ed il tipo di fondazione influiscono sul carico di picco e sull'incremento del lavoro totale di deformazione rispetto all'energia di fessurazione (Fig. 2), sul tipo di meccanismo resistente attivato (Fig. 3) e sul panorama fessurativo a collasso della piastra (Fig. 4).

Nel caso di terreno naturale di fondazione, indipendentemente dalla percentuale volumetrica di fibre, viene inizialmente attivato il meccanismo resistente di flessione; successivamente, solo nel caso in cui $V_f \neq 0$, viene attivato il punzonamento, che finisce col prevalere sul primo (Fig. 5).

Nel caso di fondazione elastica in neoprene il meccanismo resistente prevalente è sempre quello di flessione e, solo nel caso di elevate percentuali volumetriche di fibre, ad esso segue il meccanismo di punzonamento (Fig. 6). Con il termine punzonamento si è indicato un meccanismo di flessione locale: a

seguito della formazione delle fessure radiali (all'intradosso), la parte centrale della piastra risulta suddivisa in settori a mensola; il carico, agendo su di essi, ne produce l'inflessione.

Al termine delle prove il panorama fessurativo è caratterizzato da un numero discreto di fessure nel caso di calcestruzzo non armato: 4 se il vincolo è di appoggio lungo il contorno (Fig. 3), 3 se l'appoggio è continuo, corrispondenti rispettivamente ad un doppio picco (Fig. 4) e ad un unico picco (Fig. 2) nel diagramma carico-spostamento. Nel caso di calcestruzzo fibro-rinforzato la fessurazione risulta maggiormente diffusa (Fig. 4).

Un'analisi elastica ha consentito di determinare il valore delle tensioni normali circonferenziali σ_t corrispondenti al carico di fessurazione sperimentale P_{cr}^{exp} . Il rapporto β_s tra tale tensione e la resistenza media a trazione del materiale (f_{ctm}) assume valori maggiori di 4 se il calcestruzzo non è armato, maggiori di 6 se è armato con elevate percentuali volumetriche di fibre [5].

Utilizzando il metodo dell'analisi limite [10, 11] è stato inoltre possibile determinare il valore teorico del carico ultimo (P_u^{th}). L'analisi delle deformate al picco ha evidenziato la formazione di due tipi di cinematismo: traslazione rigida nel caso di piastre non armate su supporto continuo; cinematismo conico in tutti gli altri casi. Le equazioni utilizzate sono, rispettivamente:

$$P_u^{\text{th}} = \frac{3 \cdot \pi \cdot M_u^{\text{th}}}{1 - \frac{a}{R}} \quad P_u^{\text{th}} = \frac{4 \cdot \pi \cdot M_u^{\text{th}}}{1 - \frac{4 \cdot a}{3 \cdot R}} \quad (7,8)$$

ovvero, nel caso di appoggio lungo il bordo:

$$P_u^{\text{th}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot M_u^{\text{th}}}{1 - \frac{2 \cdot a}{3 \cdot R}}, \quad (9)$$

nelle quali a è il raggio dell'impronta di carico. Si è indicato con M_u^{th} il momento resistente calcolato ipotizzando un diagramma triangolare a farfalla delle σ il cui valore massimo è stato assunto pari alla resistenza media a trazione per il calcestruzzo non armato e pari alla resistenza equivalente a trazione per flessione (f_{ct}^{eq}) per il calcestruzzo fibro-rinforzato. Le Eq. (7), (8) e (9) approssimano molto bene il comportamento delle piastre su supporto elastico ed in modo abbastanza soddisfacente quello delle piastre non armate su sabbia; per contro, sottostimano il carico di picco delle piastre fibro-rinforzate su sabbia [5].

3. LE LEGGI DI FATICA

Nello studio dei fenomeni di fatica vengono di regola utilizzati i diagrammi S-N (diagrammi di Wöhler) [12]. In tali diagrammi, semi-logaritmici (Fig. 9), il numero di cicli (N) di carico che la struttura può sostenere prima di giungere al collasso viene messo in relazione con il valore massimo imposto al carico nel ciclo (S). Tale formulazione viene spesso generalizzata in termini tensionali; ciò costituisce solo un artificio poiché il legame carico-sforzo locale viene erroneamente assunto invariante, anche quando la struttura, fessurandosi, abbandona il regime elastico.

La meccanica della frattura consente di studiare il processo di propagazione delle fessure correlato ai fenomeni di fatica. La legge più nota è quella di Paris ed Erdogan:

$$\frac{da}{dn} = \alpha \cdot (\Delta k)^p, \quad (10)$$

che consente di determinare la lunghezza della fessura (a) all'aumentare del numero di cicli (n), in funzione del fattore di intensità degli sforzi

$$\Delta k = \gamma \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \quad (11)$$

e della geometria (γ).

Sono diversi i fattori che influiscono sui fenomeni di fatica; tra questi, in particolare, il valore massimo e minimo dei carichi applicati e la frequenza. La durata a fatica decresce con l'ampiezza dell'intervallo di carico applicato, soprattutto se questo inverte il suo segno. Le alte frequenze di carico inducono un minor danno a fatica rispetto alle basse frequenze. Anche la successione con la quale vengono applicati carichi di diversa intensità influisce sul comportamento a fatica [7].

Entrambe le formulazioni sono di carattere semi-empirico e si limitano a descrivere il comportamento strutturale a fatica in presenza di specifiche condizioni al contorno [4, 6, 13]. Esse, pertanto, non costituiscono uno strumento di semplice applicazione progettuale in grado di tener conto di tutti i parametri che influiscono sul fenomeno.

Dall'analisi dei risultati sperimentali reperibili in letteratura, infine, si evince che l'analisi dei fenomeni di fatica da un punto di vista deformativo potrebbe risultare vantaggiosa. Infatti, durante l'applicazione del carico le deformazioni evolvono in funzione del numero di cicli secondo tre fasi. La velocità di deformazione decresce nella prima fase (creep primario) mentre rimane praticamente costante nella seconda (creep secondario). Nella terza fase (creep terziario), infine, la velocità di deformazione aumenta rapidamente fino alla rottura. Esiste pertanto una stretta relazione tra la velocità di deformazione e la

durata a fatica: sarebbe allora possibile prevedere il numero di cicli di carico prima della rottura misurando le variazioni di deformazione [9].

4. CALCOLO DELLA DURATA A FATICA: UN METODO PSEUDOSTATICO

Viene di seguito proposto un metodo per la previsione della durata a fatica strutturale; tale metodo viene applicato per semplicità al caso di un travetto con intaglio in una prova ciclica di flessione su quattro punti. Tale caso è stato indagato da Hordijk [7], del quale vengono utilizzati in questa sede i risultati delle simulazioni numeriche che forniscono la distribuzione delle tensioni all'interno della struttura. Per esso, inoltre, si dispone di un diagramma S-N interpolante i risultati sperimentali di Cornelissen [8].

Viene quindi analizzata la possibilità di estendere tale metodo al caso di una struttura bidimensionale quale una piastra di pavimentazione.

4.1 Considerazioni introduttive

I carichi ciclici agenti sulle piastre ne causano la rottura a seguito della formazione e della propagazione di fessure. Il fenomeno di fatica è quindi imputabile all'accumulo del danno conseguente alla progressiva apertura delle fessure.

Per prove cicliche di pull-out, Balazs [9] ha dimostrato che la deformazione al termine della fase di creep secondario è prossima a quella registrata in una prova monotona in corrispondenza del picco di carico. Poiché nella fase di creep terziario la velocità di deformazione aumenta molto rapidamente, il numero di cicli di carico che la struttura è in grado di sostenere durante tale fase è piccolo e pertanto si può ritenere che la rottura per fatica si verifichi non appena tale fase ha inizio.

Sarebbe pertanto possibile, sulla base di un'analisi dello stato deformativo in corrispondenza del carico di picco statico, fare una previsione della durata a fatica strutturale. A tale scopo risulterebbe però necessario disporre di una legge di fatica in termini deformativi.

Gli autori hanno potuto reperire in letteratura solo leggi di fatica in termini tensionali; tra esse, a loro opinione, risulta particolarmente utile per lo studio dei fenomeni di fatica dovuti a stati tensionali di trazione quella ricavata da Tefers [14] per prove di trazione indiretta (splitting tests) su provini cubici:

$$S = 1 - 0.0685 \cdot (1 - R) \cdot \log N \quad (12)$$

Infatti, poiché in questa prova di trazione indiretta lo stato di sforzo può essere considerato

sufficientemente omogeneo, l'Eq. (12) assume valenza di legame costitutivo.

Nell'Eq. (12) S è il rapporto tra il valore massimo della tensione di trazione in un ciclo e la resistenza a trazione, determinata con una prova di tipo statico monotono ($f_{\alpha}^{\max}/f_{\alpha}$); R è il rapporto tra i valori minimo e massimo della tensione di trazione in un ciclo ($f_{\alpha}^{\min}/f_{\alpha}^{\max}$) ed assume valore $0 \leq R \leq 1$. L'Eq. (12) è stata ricavata per $S = \text{cost.}$ e $R = \text{cost.}$

4.2 Descrizione

Il metodo proposto viene applicato al travetto di Fig. 7; il carico F , ciclico (frequenza = Hz), viene fatto variare tra un valore minimo nullo ($F_{\min} = 0$) ed un valore massimo pari al 94% del carico di picco in una prova statica con carico monotonamente crescente ($F_{\max} = 0.94 F$).

Si assume che la rottura per fatica della struttura avvenga a seguito della propagazione per fatica della fessura nella sezione di mezzeria. Al fine di prevedere il numero di cicli di carico necessari per il collasso strutturale, vengono considerati significativi gli stati di sollecitazione corrispondenti ai punti indicati con i numeri 1 e 2 sul diagramma carico-freccia statico monotono (Fig. 8). Il primo dei due stati tensionali considerati è quello corrispondente all'inizio della prova di fatica. Il secondo, invece, non corrisponde a quello che si manifesta al termine della prova di fatica; quest'ultimo, infatti, deve essere tale da fornire un momento risultante minore di quello statico di picco. Considerare tale stato tensionale, tuttavia, consente di ottenere risultati a favore di sicurezza, come si vedrà nel seguito.

Sulla sezione di mezzeria del travetto, critica ai fini della resistenza strutturale, vengono individuati i punti che, nel passare dalla configurazione 1 alla configurazione 2, si spostano dal ramo pre-picco a quello post-picco nel diagramma rappresentativo del legame costitutivo σ - δ (δ è uno spostamento omogeneamente diffuso prima del picco, localizzato oltre il picco). Vengono invece trascurati i punti che, essendo inizialmente sul ramo pre-picco o su quello post-picco, vi rimangono: i primi perché non prendono parte al processo di formazione e di propagazione stabile della fessura; i secondi perché, essendo già sulla propria curva involuppo costitutiva, forniscono contributo nullo in termini di risorsa alla fatica.

Per il generico punto considerato, mediante l'Eq. (12) viene calcolato il numero di cicli N_i che, localmente, produce la rottura per fatica; indicati con σ_1 e σ_2 i valori delle tensioni negli stati 1 e 2 (Fig. 10), rispettivamente, viene fatta l'ipotesi che nel punto considerato la tensione oscilli tra un valore minimo nullo ed un valore massimo pari a $\max(\sigma_1, \sigma_2)$. Tale ipotesi consente di ottenere una stima a favore di

sicurezza della durata a fatica: infatti, per un assegnato limite superiore di tensione [corrispondente alla durata a fatica minima perché $\sigma^{\max} = \max(\sigma_1, \sigma_2)$] viene considerata la massima escursione che la tensione di trazione può avere ($\sigma^{\min}/\sigma^{\max} = 0$). In realtà potrebbe in questo caso verificarsi un'inversione di segno della tensione: sarebbe in questo caso necessario disporre di una legge di fatica S-N in grado di tenerne conto. Nel caso considerato i valori di compressione nei punti dove si verifica un'inversione di segno delle tensioni sono di così modesta entità da non penalizzare significativamente la risposta a fatica [7].

Il numero di cicli (N) che la sezione è in grado di sostenere viene quindi calcolato come media aritmetica del numero di cicli (N_i) dei singoli punti considerati (il cui numero è $n_p = 6$ e dipende dalla discretizzazione geometrica adottata):

$$N = \frac{\sum_1^n N_i}{n_p} \quad (13)$$

Applicando il metodo proposto all'esempio citato si ottiene un numero di cicli pari a $N = 85$. Per il livello di carico indagato, per il quale non si dispone di risultati sperimentali diretti, il diagramma S-N proposto da Cornelissen:

$$\log N = 12.53 - 19.95 \cdot \frac{F^{\max}}{F} \quad (14)$$

fornirebbe $N = 172$. Tale diagramma, tuttavia, nel caso di elevati livelli di carico può fornire solo un limite superiore della durata a fatica. Infatti, per $F^{\max} = F$ l'Eq. (14) fornisce $N > 1$ ($N = 38$).

Si è già detto che assumere la distribuzione delle tensioni corrispondente al picco nel diagramma carico-spostamento statico monotono è un'ipotesi cautelativa. Pur non essendo nota la distribuzione delle tensioni al termine della fase di creep secondario, si può infatti ritenere che l'apertura e la penetrazione di fessura siano prossime a quelle relative alla situazione di picco statico [9]. Per la distribuzione effettiva delle tensioni possono verificarsi due possibilità. La prima possibilità è che l'effettiva penetrazione della fessura sia più profonda di quella relativa alla situazione di picco statico e che il legame costitutivo σ - δ sia invariato; tale possibilità sembra essere confermata dai risultati sperimentali ottenuti da Hordijk nel caso di prove cicliche di trazione su provini intagliati [7]. La seconda possibilità è che l'effettiva penetrazione di fessura sia la stessa che nella situazione di picco statico; in questo caso, poiché a parità di estensione della regione di softening il momento risultante deve risultare minore

(perché il carico agente è minore di quello di picco), il legame costitutivo σ - δ deve risultare "degradato" [6]. In entrambi i casi le tensioni di trazione considerate risultano maggiori di quelle effettive (Fig. 10) garantendo così che la stima effettuata della durata a fatica sia a favore di sicurezza.

4.3 Estensione del metodo proposto alle piastre di pavimentazione

L'utilizzazione del metodo proposto comporta la necessità di conoscere la distribuzione delle tensioni nella prova statica monotona fino al raggiungimento del picco; a tal fine è necessario disporre di un adeguato modello costitutivo che sia in grado di prevedere il carico di picco statico. Ciò può risultare piuttosto complesso nel caso in cui vengano attivati più meccanismi resistenti, come ad esempio nelle piastre di pavimentazione.

Per i casi indagati sperimentalmente, il meccanismo resistente di punzonamento, se presente, si manifesta in modo rilevante solo dopo il picco; il meccanismo resistente prevalente fino al picco è quindi quello flessionale. Questo è caratterizzato dalla formazione di un numero discreto di macrofessure e, nel caso in cui siano presenti fibre, da un'ulteriore, più diffusa fessurazione. Trascurando quest'ultima, una possibile modellazione della piastra potrebbe essere quella in Fig. 11. La piastra viene suddivisa in settori al cui interno il materiale, essendo ancora non danneggiato, fornisce una risposta elastica. Le fessure, invece, vengono modellate come strisce di materiale danneggiabile.

Nota il panorama tensionale fino al raggiungimento del carico di picco in una prova statica monotona, l'applicazione del metodo proposto per la stima della durata a fatica comporta in questo caso che l'operazione di media venga eseguita tra tutti i punti appartenenti ad una data superficie: quest'ultima è delimitata dai profili che la fessura descrive, rispettivamente, negli stati 1 e 2 (Fig. 11).

E' necessario inoltre fare alcune considerazioni sul tipo di vincolo. Nel caso di appoggio continuo elastico tutta l'energia da esso accumulata durante la fase di carico viene restituita allo scarico (Fig. 12): si può ritenere che la situazione vincolare in condizioni di carico statico sia coincidente con quella in condizioni di carico ciclico. Nel caso di appoggio continuo naturale, il supporto dissipa al suo interno una notevole quantità di energia (Fig. 13), sia per effetto di deformazioni plastiche che per effetto dell'attrito con la piastra. La situazione vincolare non può essere considerata invariata durante l'applicazione del carico ciclico, per quanto probabilmente prossima a quella che si avrebbe al picco in una prova monotona.

Il problema di interazione terreno-struttura è altamente iperstatico e lo stato tensionale all'interno della piastra risulta necessariamente dipendente dall'evoluzione della distribuzione delle reazioni vincolari. L'entità di variazione di tale distribuzione è funzione tuttavia della rigidità residua relativa della piastra in quanto quest'ultima risulta determinante ai fini della diffusione del carico e quindi dello stato tensionale indotto nel substrato.

Ne consegue che, mentre per un carico statico monotonamente crescente si è verificato sperimentalmente che studiare come vincolo elastico alla Winkler il sottofondo granulare incoerente risultava a favore di sicurezza, non è facile estendere tale risultato in presenza di carichi ciclici.

5. II RUOLO DELLE FIBRE

L'efficacia delle fibre nel contrastare il fenomeno della fessurazione, limitandone la propagazione e l'apertura, è ben nota. Essa è fortemente dipendente dalle caratteristiche dell'interfaccia matrice-fibra [1]. La durata a fatica di un calcestruzzo fibro-rinforzato risulta incrementata [2], [3] in funzione della percentuale volumetrica e del rapporto d'aspetto delle fibre utilizzate; in stati di sollecitazione biassiali essa dipende inoltre dal rapporto tra le tensioni principali [4]. Le fibre modificano il meccanismo di rottura, non solo nel caso di carico statico ma anche nel caso di carico ciclico.

Il metodo proposto mira ad apprezzare le proprietà del calcestruzzo fibrorinforzato spingendo il calcolo progettuale nel regime post-fessurativo che, per l'influenza di vari fattori (ritiro, variazioni di temperatura, cedimenti anelastici), risulta più aderente alle condizioni reali di esercizio delle strutture in oggetto. La struttura ha in questo caso notevoli riserve di portanza nella fase post-picco del diagramma carico-spostamento statico monotono; probabilmente la fine della fase di creep secondario risulta traslata verso il ramo di softening di tale diagramma. In tal caso, essendo maggiore la profondità raggiunta dalla fessura rispetto alla situazione al picco statico, le tensioni nella regione della sezione interessata da tale fenomeno risultano minori. Il risultato fornito dal metodo risulterebbe pertanto, ancora una volta, a vantaggio di sicurezza.

6. CONCLUSIONI

E' stato proposto un metodo per la valutazione della durata a fatica di una struttura soggetta a carico ciclico. Esso è basato su un'analisi pseudostatica nella quale viene fatto uso di leggi di fatica empiriche con valenza di legame costitutivo. Il metodo proposto:

1) consente di prevedere il comportamento strutturale sotto carichi ciclici senza dover ricorrere a formulazioni empiriche la cui validità è fortemente influenzata dalle specifiche condizioni al contorno;

2) essendo basato su un'analisi statica, risulta di semplice applicabilità e può pertanto costituire un potente mezzo per la progettazione a fatica delle strutture;

3) applicato ad un semplice caso di trave inflessa (4 point bending), fornisce risultati a favore di sicurezza;

4) può essere applicato sia nel caso di calcestruzzo normale che nel caso di calcestruzzo fibro-rinforzato; in quest'ultimo caso, presumibilmente, i risultati forniti risultano ancor più cautelativi;

5) può essere applicato anche a strutture bidimensionali come le piastre di pavimentazione. In questo caso, data la complessità del fenomeno di interazione terreno-struttura, la maggiore difficoltà è legata alla schematizzazione del vincolo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] WEI, S., JIANMING, G., YUN, Y. - 1996, Study of the fatigue Performance and Damage Mechanism of Steel Fiber Reinforced Concrete, *ACI Materials Journal*, V. 93, No. 3, May/June, 206-212
- [2] KORMELING, H. A., REINHARDT, H. W., SHAH, S. P. - 1980, Static and Fatigue Properties of Concrete Beams Reinforced with Continuous Bars and with Fibers, *ACI Journal*, Jan./Feb., 36-43
- [3] NANNI, A. - 1991, Fatigue Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete, *Cement & Concrete Composites*, 13, 239-245.
- [4] YIN, W., HSU, T. T. C. - 1995, Fatigue Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression, *ACI Materials Journal*, V. 92, No. 1, Jan./Feb., 71-81.
- [5] di PRISCO, M., di PRISCO, C., FELICETTI, R., LILLIU, G. - 1996, Piastre di Pavimentazione Fibro-Armate: Alcuni Risultati Sperimentali per la Valutazione della Durabilità, *Atti dell'11° Congresso C.T.E.*, Napoli, 6-8 Novembre, 491-500
- [6] SLOWICK, V., PLIZZARI, G. A., SAOUMA, V. E. - 1996, Fracture of Concrete under Variable Amplitude fatigue Loading, *ACI Materials Journal*, V. 93, No. 3, May/June, 272-283.
- [7] HORDIJK, D. A. - 1991, *Local Approach to Fatigue of Concrete*, Ph.D. Thesis, Technical University of Delft, 207 pp.
- [8] CORNELISSEN, H. A. W., -1984, *Fatigue Failure of Concrete in Tension*, *Heron*, 29(4), 68 pp.
- [9] BALAZS, G. L. - 1986, *Bond Behaviour under Repeated Loads*, *Studi e Ricerche*, Vol. 8, 395-430.
- [10] MEYERHOF, G. G. - 1960, *Bearing Capacity of Floating Ice Sheets*, *ASCE, Journal of Engineering Mechanics Division*, October, 113-145.
- [11] MEYERHOF, G. G. - 1962, *Load-Carrying Capacity of Concrete Pavements*, *ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundations*, June, 89-116.
- [12] CEB, *Bulletin d'Information No 188 - 1988, Fatigue of Concrete Structures*, Juin.
- [13] BAZANT, Z. P., XU, K. - 1991, *Size Effect in Fatigue Fracture of Concrete*, *ACI Materials Journal*, V. 88, No. 4, July/Aug., 390-399.
- [14] TEPFERS, R. - 1979, *Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete*, *ACI Journal*, August, 918-933.

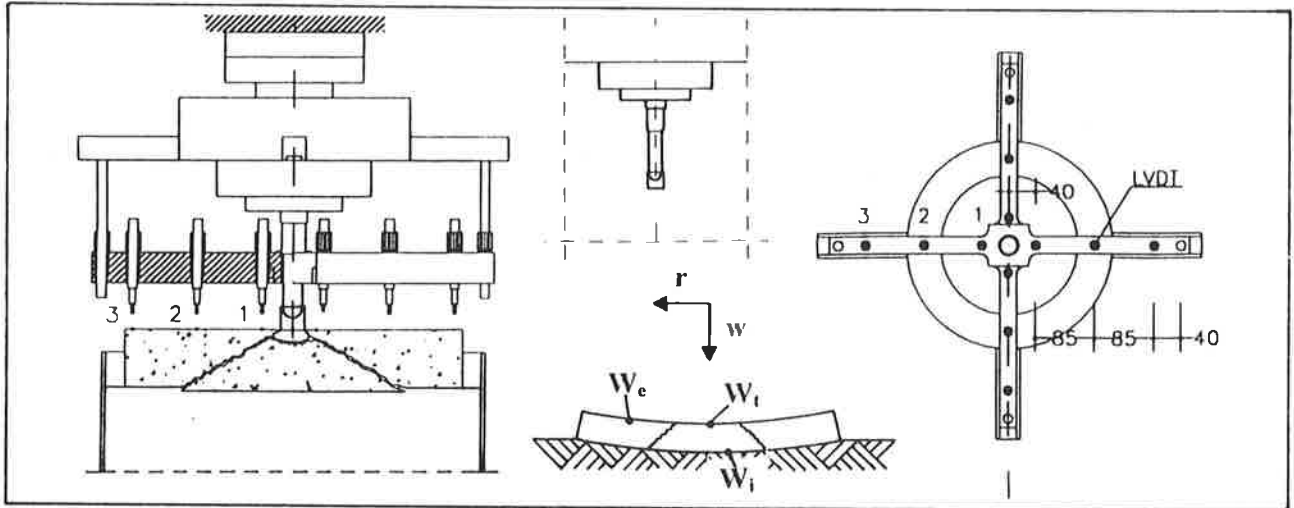


Figura 1 Strumentazione per la misura degli spostamenti nelle prove su supporto continuo.

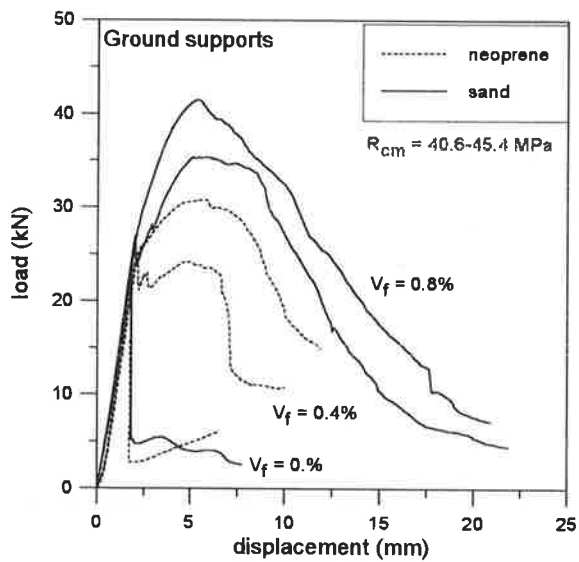


Figura 2 Diagramma carico-spostamento: piastre su supporto continuo.

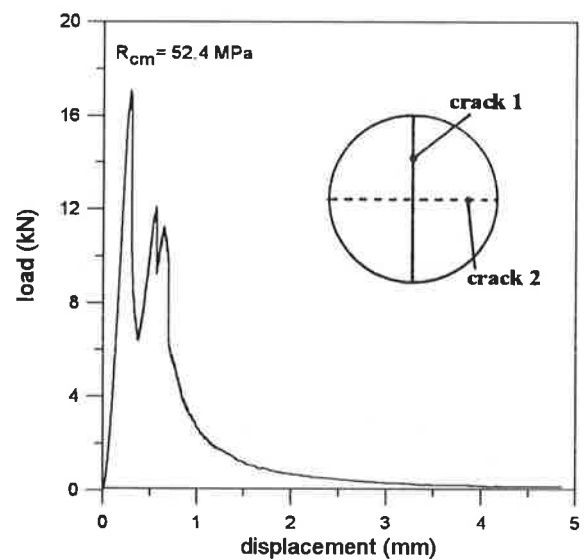


Figura 3 Diagramma carico-spostamento: piastra non armata su semplice supporto.

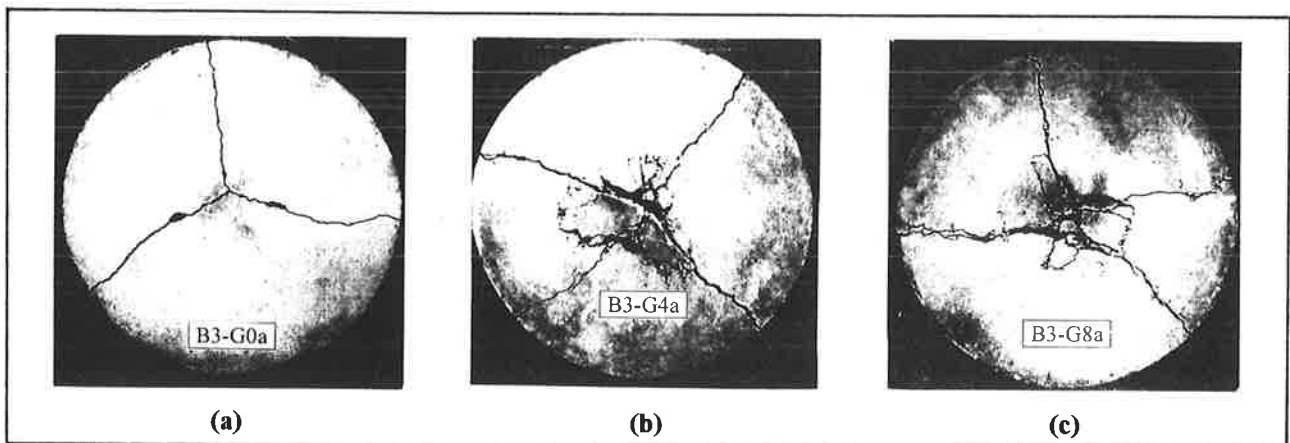


Figura 4 Panorama fessurativo all'intradosso delle piastre su sabbia con 0% (a), 4% (b) e 8% (c) di fibre.

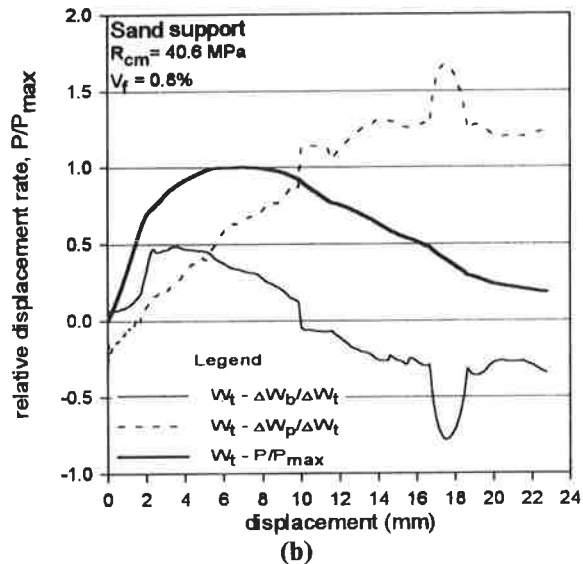
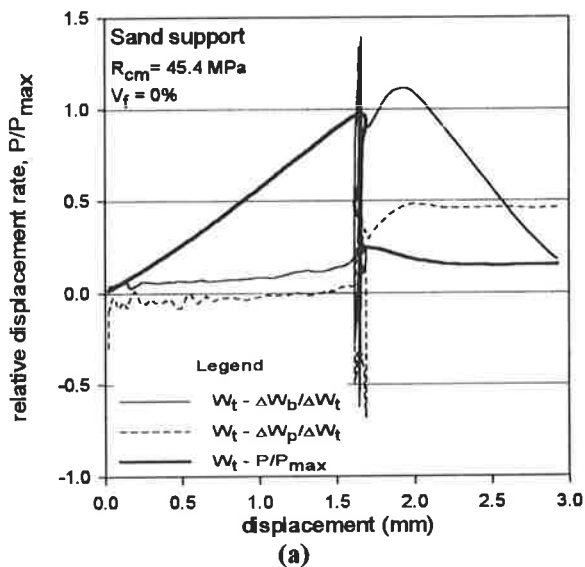


Figura 5 Diagrammi delle velocità relative delle piastre su sabbia con $V_f=0\%$ (a) e $V_f=0.8\%$ (b).

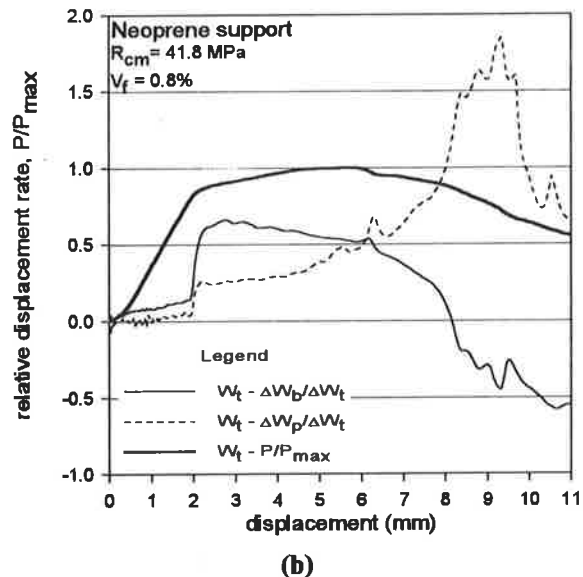
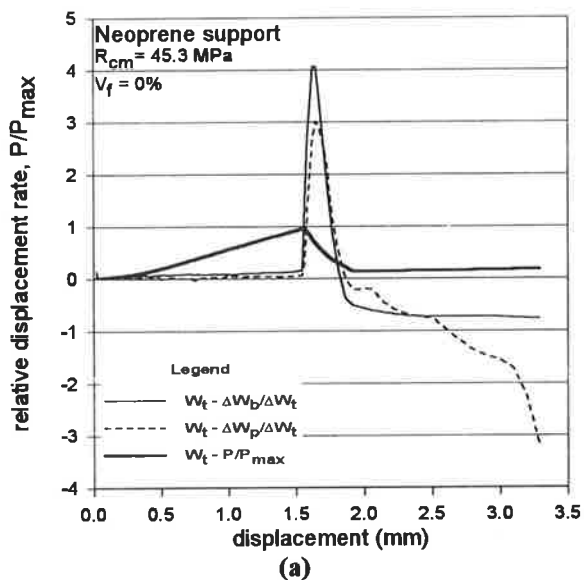


Figura 6 Diagrammi delle velocità relative delle piastre su suolo elastico con $V_f=0\%$ (a) e $V_f=0.8\%$ (b).

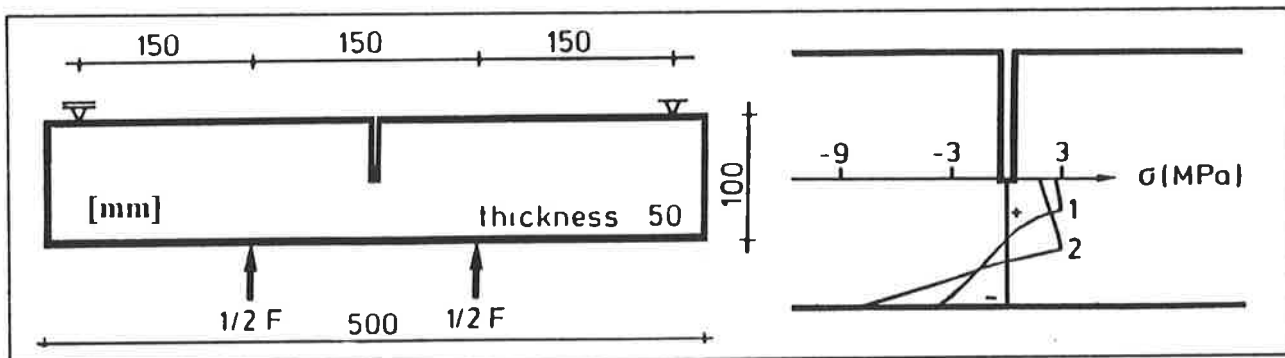


Figura 7 Prova di flessione su quattro punti: geometria del travetto e distribuzione delle tensioni nella sezione di mezzeria (Hordijk, 1991).

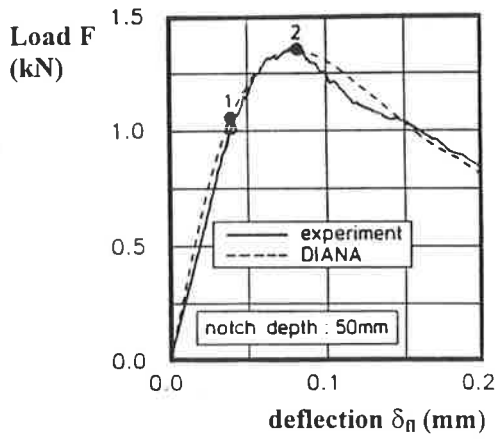


Figura 8 Prova di flessione: diagramma carico freccia (Hordijk,1991).

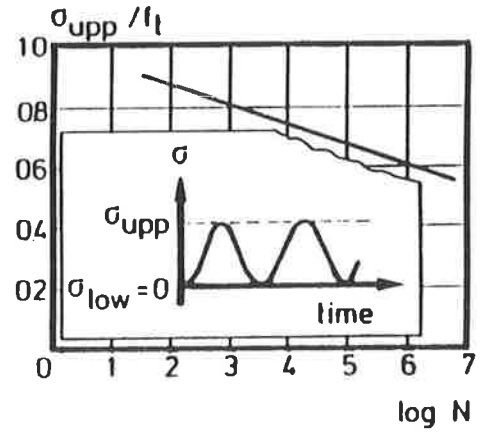


Figura 9 Diagramma S-N.

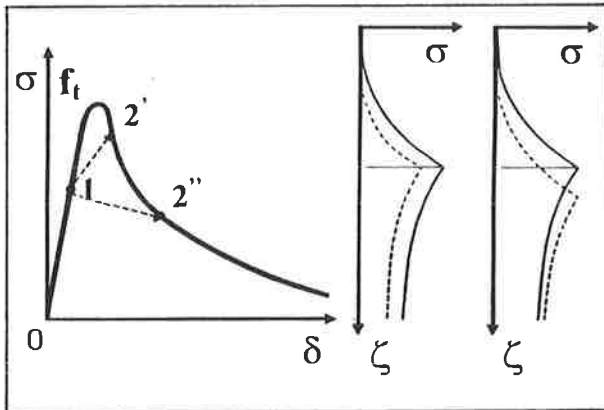


Figura 10 Legame costitutivo σ - δ e possibili distribuzioni di tensioni nella regione di softening.

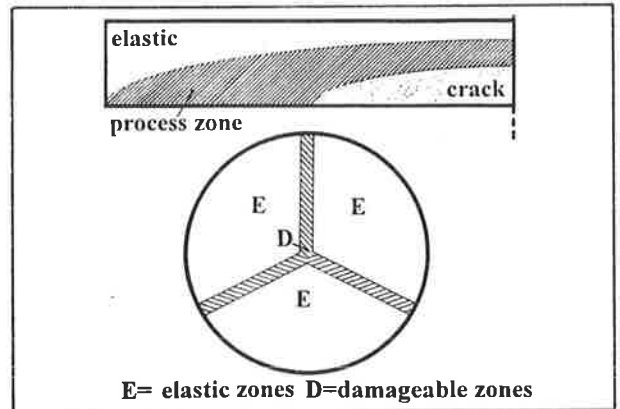


Figura 11 Schema per il calcolo dello stato tensionale nella piastra.

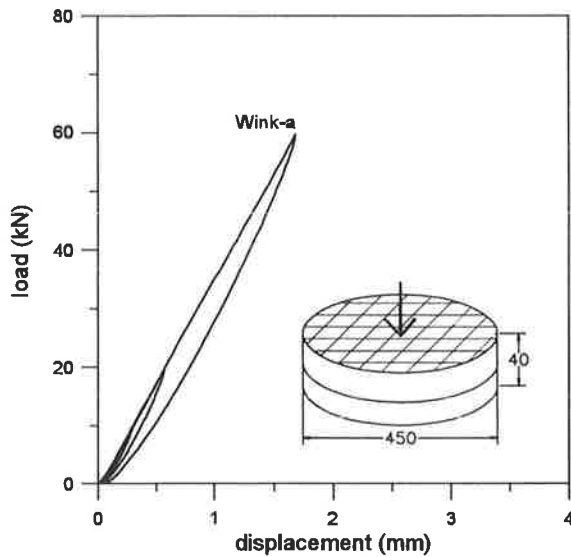


Figura 12 Prova di caratterizzazione del supporto di neoprene.

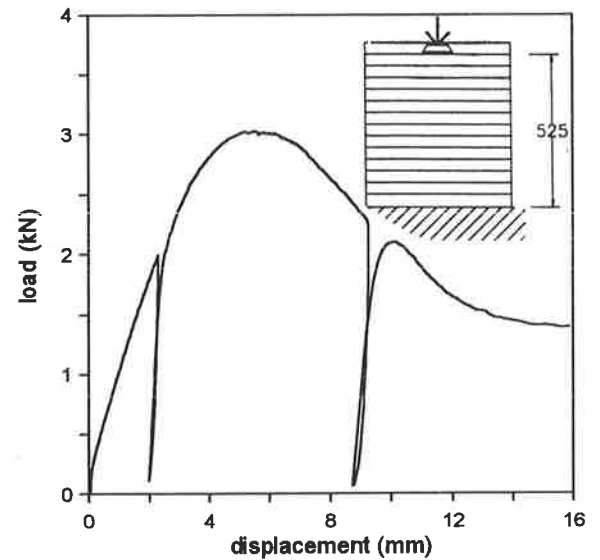


Figura 13 Prova di caratterizzazione del supporto in sabbia naturale.

ANALISI SPERIMENTALE DELLA DEFORMABILITA' DI TRAVI IN HPC SOTTOPOSTE A CARICHI DI FATICA

Giovanni Fabbrocino, Marisa Pecce

Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale
Via Claudio 21, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

L'utilizzazione del calcestruzzo ad alte prestazioni nei ponti e nelle strutture off-shore mette in primo piano la necessità di conoscerne il comportamento anche nel caso di carichi di fatica. In questo lavoro si esamina in particolare l'incremento di deformabilità nelle travi in c.a. soggette a carichi di fatica. In primo luogo si riassumono i diversi aspetti che influenzano il comportamento ciclico degli elementi in cemento armato; successivamente si analizzano i risultati di prove sperimentali condotte su travi inflesse confezionate sia in calcestruzzo normale che ad alte prestazioni soggette a carichi di fatica. Infine si confrontano i risultati sperimentali con le indicazioni del CEB Model Code 90.

SUMMARY

High performance concrete is particularly suitable for bridges and off-shore structures that are characterized by fatigue phenomena at service loading conditions; therefore it is needed to analyze the fatigue behaviour of this innovative material. In this paper the particular aspect of the beams deflection increment due to cyclic loads is analyzed. Firstly the various aspects influencing the r.c. beams fatigue behaviour are synthetized. Then the result of experimental tests carried out on r.c. beams in normal and high performance concrete subjected to fatigue loading are shown. At last the experimental results are compared to the CEB Model Code 90 provisions.

1. Introduzione

Il calcestruzzo ad alta resistenza (HSC) è caratterizzato da una resistenza a compressione maggiore di 50 MPa, ma soprattutto da una maggiore durabilità legata alla bassa porosità della matrice cementizia. E' per questo motivo che attualmente viene individuato più in generale come calcestruzzo ad alte prestazioni (HPC). La bassa porosità viene ottenuta riducendo il rapporto acqua/cemento, aggiungendo dei superfluidificanti per migliorare la lavorabilità ed eventualmente dei fumi di silice [1]; in tal modo si possono ottenere resistenze fino a 100 MPa senza ricorrere a particolari tecniche di maturazione.

Proprio la durabilità consente di individuare per l'HPC alcuni specifici campi di applicazione; infatti, le

migliori prestazioni connesse con questa caratteristica sono richieste dalle costruzioni inserite in ambienti aggressivi quali i ponti e le strutture off-shore [2].

Tali tipologie strutturali sono sottoposte a carichi ripetuti in esercizio e quindi il comportamento a fatica deve essere attentamente considerato nella fase di progettazione; si tratta in tali casi di fatica ad alto numero di cicli (centinaia di migliaia di cicli).

Il comportamento a fatica, infatti, abbraccia numerosi aspetti: la fatica in campo plastico è caratterizzata da un basso numero di cicli, in condizioni di esercizio da un alto numero di cicli. Nel primo caso si tratta di una problematica strettamente connessa alle prestazioni sismiche delle strutture [3] ed il numero di cicli è di alcune decine; nel secondo caso si fa invece riferimento ad una condizione di servizio

della struttura caratterizzata da centinaia di migliaia di cicli.

Lo studio della fatica ad alto numero di cicli nelle strutture in calcestruzzo armato si presenta molto complesso. Infatti in generale il comportamento di un elemento in cemento armato è influenzato da numerosi fattori quali i materiali componenti (calcestruzzo ed acciaio), la loro interazione, la tipologia delle sollecitazioni, la geometria dell'elemento, l'armatura trasversale; tutti questi aspetti sono presenti ed hanno influenza anche nella risposta strutturale ai carichi ciclici.

Inoltre la fatica nelle strutture in c.a. è influenzata anche dalle variazioni delle caratteristiche dei materiali e dalle prestazioni richieste alle strutture [4,5], pertanto rappresenta un argomento di ricerca attuale ed aperto.

Nel presente lavoro si affronta un particolare aspetto del problema: l'aumento di deformabilità in esercizio, attualmente affrontato anche dal codice internazionale CEB [6,7]. A tal proposito sono state condotte alcune prove sperimentali su travi in calcestruzzo ordinario e ad alte prestazioni, rilevandone la variazione di deformabilità sotto azioni cicliche.

Prima di passare all'analisi dei risultati sperimentali e quindi del problema specifico della deformabilità, si riassumono i parametri che influenzano il comportamento a fatica delle strutture in cemento armato, allo scopo di rendere più chiara l'interpretazione dei risultati ottenuti.

2. La fatica nelle strutture in c.a.

Come già si è accennato in precedenza il comportamento degli elementi in c.a. sottoposti a carichi ciclici è influenzato da numerosi fattori [8], per ognuno dei quali si devono distinguere due aspetti: la resistenza e la deformabilità. La sintesi riportata nel seguito riguarda sia i materiali componenti che le travi inflesse, con riferimento a calcestruzzi normali e ad alte prestazioni.

2.1 Il comportamento dei materiali

In generale le barre di acciaio sottoposte a cicli di trazione pura possono essere caratterizzate da una relazione lineare in scala bilogarithmica tra la variazione di tensione $\Delta\sigma$, che caratterizza i cicli ed il numero di cicli a rottura [8]. Pertanto la vita a fatica del materiale va definita in base all'entità dell'escursione ciclica del carico ed al numero dei cicli. Le prove sperimentali relative alle barre hanno inoltre evidenziato una differenza di comportamento per la barra nuda e per quella immersa nel calcestruzzo con un incremento di resistenza a fatica nel secondo caso.

Più complessa è l'analisi del comportamento del

calcestruzzo soggetto a compressione. Gli studi sperimentali, hanno mostrato che non è sempre possibile individuare un limite della resistenza a fatica, mentre si possono individuare i due parametri principali [9,10,11] da cui dipende il comportamento a fatica: la tensione massima σ_{max} adimensionalizzata rispetto alla resistenza f_c ($S=\sigma_{max}/f_c$) ed il rapporto tra la tensione minima e quella massima che caratterizzano i cicli ($R=\sigma_{min}/\sigma_{max}$).

Per quanto riguarda S è stato mostrato che al di sotto di circa 0.5+0.6, indicata come soglia critica, il numero di cicli a rottura è talmente elevato da non poter essere raggiunto nelle prove sperimentali. Pertanto molte prove sono state condotte effettuando 10.000.000 di cicli e poi valutando la riduzione del carico di rottura rispetto a quello monotono. Proprio la difficoltà di ottenere risultati sperimentali ha indotto lo sviluppo di un approccio probabilistico [12] per la valutazione della resistenza a fatica. Anche l'influenza di R è significativa, difatti al crescere di R la resistenza ciclica aumenta tendendo al caso monotono ($R=1$).

Oltre ai suddetti parametri certamente il comportamento a fatica è influenzato da numerosi altri fattori [13], quali la composizione del materiale, l'ambiente di prova (in aria o acqua) [14], la storia di carico [15,16,17], l'eventuale eccentricità del carico [18]. Quest'ultimo aspetto può essere particolarmente interessante in quanto una distribuzione non uniforme delle tensioni è rappresentativa del comportamento del materiale in una trave inflessa. In analogia con quanto accade per carichi monotoni, si è osservata anche nel caso di carichi ciclici una redistribuzione delle tensioni che provoca un aumento del carico di rottura.

Un altro aspetto non trascurabile è rappresentato dalle modalità di prova, in quanto le prove di fatica vengono effettuate in laboratorio con una velocità notevolmente maggiore rispetto a quelle monotone, oppure hanno una durata (numero di giorni) non trascurabile. Il primo aspetto può indurre una riduzione di resistenza anche fino al 25% mentre il secondo può innescare un'interazione con i fenomeni di fluage.

I risultati relativi al calcestruzzo in termini di resistenza sono certamente correlati con quelli riguardanti la deformabilità, poichè sono entrambi connessi con i meccanismi di danneggiamento [8].

Infatti anche per la deformabilità, che rappresenta l'oggetto del presente lavoro, la sperimentazione ha mostrato l'esistenza di un livello critico di carico [9], pari a circa $0.7 \cdot f_c$, al di sotto del quale l'incremento di deformazione all'aumentare del numero di cicli è irrilevante.

Viceversa per livelli di carico superiori le deformazioni aumentano con il numero di cicli ed il legame tensione-deformazione si modifica anche in termini qualitativi passando dalla forma convessa a quella concava.

L'incremento di deformazione inoltre dipende principalmente dal livello tensionale raggiunto durante la fase ciclica, mentre dipende poco dal numero di cicli a rottura. La relazione deformazione-numero di cicli presenta una forma analoga a quella della deformazione per fluage: è infatti caratterizzata da un rapido incremento in una prima fase, definita da circa il 10% del numero di cicli a rottura, ed un incremento quasi uniforme nel seguente 80%; vi è poi una terza fase relativa al restante 10% di vita a fatica in cui si manifesta un rapido incremento di deformazione che preannuncia la crisi.

Gli aspetti precedentemente sintetizzati sono relativi a sperimentazioni su calcestruzzi ordinari, cioè con resistenze non superiori a 40-50 MPa. Per quanto riguarda resistenze maggiori, il comportamento sperimentale non ha mostrato differenze molto rilevanti, anche se i risultati sono ancora pochi e non sempre concordanti [8,19,20].

Le prove realizzate su calcestruzzi al variare della porosità e del rapporto acqua/cemento hanno indicato una maggiore influenza della porosità sulla resistenza a fatica; in particolare la riduzione di porosità fornisce un incremento di tale resistenza. Tuttavia le prove relative a calcestruzzi con resistenze maggiori di 50 MPa, sebbene caratterizzati da una minore porosità, non sempre hanno confermato tale incremento della resistenza a fatica. I risultati sperimentali hanno inoltre mostrato una certa dipendenza dal tipo di miscela e dalle condizioni di prova (in aria o in acqua) ed hanno confermato comunque che i parametri che regolano il comportamento a fatica dell'HPC sono ancora i rapporti S ed R, anche se non è ancora del tutto chiaro come si modifica la resistenza a fatica al variare di quella monotona.

Per quanto riguarda invece la deformabilità la sperimentazione ha evidenziato chiaramente un minore degrado all'aumentare della resistenza a compressione. Tale risultato è legato al meccanismo di microfessurazione all'interno del materiale, che nel caso dell'HPC è ridotto dalla maggiore compattezza della pasta.

Da quanto sinteticamente illustrato per i materiali si può osservare che la verifica della sicurezza a fatica, e quindi una progettazione affidabile in caso di carichi ciclici, dipende fortemente dal valore delle tensioni indotte nei materiali, e quindi la valutazione dell'aliquota ciclica dei carichi assume un ruolo fondamentale [5].

2.2 Le travi inflesse

Le conoscenze relative al calcestruzzo compresso ed all'acciaio teso non sono tuttavia esaurienti per definire le prestazioni di un elemento strutturale.

Facendo particolare riferimento alle travi inflesse,

infatti, da un lato l'interazione tra calcestruzzo ed acciaio, cioè il legame di aderenza tra i due materiali, dall'altro l'interazione flessione-taglio e quindi l'armatura a taglio assumono un importante ruolo.

In entrambi i casi interviene poi, attraverso i meccanismi resistenti, anche il comportamento ciclico del calcestruzzo teso [8,9]. A tale proposito in diverse prove sperimentali è stato rilevato che il degrado ciclico, e talvolta anche la crisi, dipendono dall'apertura di fessure a taglio e dalla rottura delle staffe [21,22].

Il comportamento stesso dei materiali influenza quello dell'elemento in modo diverso in quanto lo stato tensionale, che rappresenta il parametro fondamentale delle prestazioni a fatica dei materiali, varia lungo l'elemento, con un effetto di redistribuzione. Nel caso del calcestruzzo, infatti, vi è un gradiente di tensione anche nell'ambito della sezione, che pure induce una redistribuzione con un aumento della resistenza a fatica.

Anche la deformabilità dell'elemento sotto azioni cicliche è correlata ai suddetti aspetti oltre che al comportamento dei materiali. Infatti, l'eventuale incremento di deformabilità della trave può dipendere dall'aumento delle deformazioni nel calcestruzzo, da un incremento dell'apertura delle fessure dovuto ad un degrado dell'aderenza, ed in taluni casi può essere connesso all'apertura di nuove fessure all'aumentare del numero di cicli, che si verifica soprattutto nel caso di un'elevata interazione flessione taglio.

Ad esempio nelle prove illustrate in [21,22] all'aumentare del numero di cicli è stato misurato un incremento rilevante della deformazione nel calcestruzzo nelle sezioni più sollecitate, mentre la deformazione nell'acciaio, e quindi l'apertura delle fessure, ha subito variazioni trascurabili. Risulta perciò confermato che nel caso delle travi inflesse l'aderenza è poco cimentata ciclicamente in condizioni di esercizio.

Pertanto i rapporti $S = F_{max}/F_u$ ed $R = F_{max}/F_{min}$ relativi ai carichi F_{max} ed F_{min} che individuano i limiti dei cicli ed al carico ultimo F_u , non possono essere significativi come accade nelle prove sul materiale. Difatti il rapporto F_{max}/F_u relativo all'elemento non individua il livello tensionale nei materiali ed in particolare nel calcestruzzo; pertanto ad un certo livello di carico massimo della trave può corrispondere un livello tensionale più o meno elevato nel calcestruzzo con un diverso effetto sul comportamento ciclico.

Infatti, se si considera una trave dove la crisi si attinge nell'armatura oppure per taglio, si può verificare che in corrispondenza di un elevato rapporto F_{max}/F_u il calcestruzzo sia caratterizzato da carichi ciclici con una tensione massima molto ridotta, e quindi con un basso incremento di deformabilità.

E' chiaro cioè che il livello di carico in corrispondenza del quale vengono effettuati i cicli è indicativo del grado di sollecitazione con riferimento

alla causa della crisi strutturale, ma non è significativo delle condizioni e quindi dell'eventuale degrado dei materiali componenti.

Le precedenti considerazioni possono essere estese in analogia anche al rapporto R tra il carico massimo e quello minimo, che allo stesso modo non è rappresentativo dei cicli tensionali ai quali sono sottoposti i materiali.

Restano invece significativi i livelli tensionali del materiale nella sezione più sollecitata, anche se interviene la distribuzione lungo la trave e lungo l'altezza della sezione.

2.3 Le travi in HPC

Le considerazioni introdotte precedentemente per il calcestruzzo ordinario si possono estendere anche a quello ad alte prestazioni; difatti le prove sperimentali sulle travi [23,24], peraltro non molto estese, non sono riuscite ad evidenziare delle chiare differenze dovute al materiale, anche perchè sono state considerate tipologie di travi, modalità di carico e di esecuzione molto diverse.

In effetti prima di qualsiasi altro aspetto, nel confronto tra elementi inflessi in NSC ed HPC si deve esaminare la resistenza flessionale delle sezioni. Infatti all'aumentare della resistenza del calcestruzzo la percentuale meccanica di armatura diminuisce, a parità di quella geometrica; pertanto nell'HPC la crisi della sezione sarà caratterizzata nella maggior parte dei casi dalla condizione di acciaio snervato con il calcestruzzo ancora in fase elastica. Difatti per raggiungere la resistenza ultima del calcestruzzo nella sezione si dovrebbero realizzare percentuali di armatura molto elevate (2-5% per una resistenza tra 50 e 100 MPa).

Pertanto l'utilizzazione di calcestruzzi ad alta resistenza nelle travi inflesse comporta che il calcestruzzo in esercizio è soggetto a livelli tensionali molto più modesti rispetto a quelli che caratterizzano il calcestruzzo ordinario, e quindi a rapporti σ_{max}/f_c più bassi. Questo aspetto risulta senza dubbio importante e pone in secondo piano le differenze di comportamento a fatica del solo materiale. Tale circostanza influenza certamente anche la variazione di deformabilità degli elementi sotto azioni cicliche.

3. Le prove sperimentali

3.1 Le modalità di prova

Le prove sperimentali sono state articolate in due fasi: nella prima sono state condotte prove monotone di rottura [25] che hanno consentito di individuare il carico ultimo della trave e caratterizzare alcuni aspetti del comportamento fessurativo. Successivamente sono

state effettuate prove di fatica applicando circa 200.000 cicli con due diversi livelli di carico massimo e carico minimo nullo ($R=0$). Due sono stati i livelli di carico considerati: il primo corrispondente a circa il 70% del carico ultimo rilevato nelle prove monotone; il secondo, pari a circa il 50% del carico ultimo.

Per quanto riguarda le misure effettuate durante le prove, sia per le monotone che per le cicliche, è stato misurato lo spostamento nella sezione centrale della trave; inoltre per le prove cicliche è stata misurata la deformazione massima nel calcestruzzo e l'apertura della fessura nella sezione centrale mediante trasduttori posti su una base di 15 cm.

3.2 Le travi di prova

Le prove sperimentali sono state realizzate sullo schema statico di trave semplicemente appoggiata; con sezione trasversale di dimensioni 32 cm x 52 cm ed una distanza netta tra gli appoggi di 5 m; i dettagli delle travi di prova sono illustrati in figura 1.

Le travi sono state realizzate con due tipi di calcestruzzo; uno di resistenza cilindrica media $f_c=42$ MPa (travi tipo C) e l'altro con $f_c=95$ MPa (travi tipo CH). L'armatura tesa è costituita da 7 ϕ 24 mentre quella compressa da 2 ϕ 8, pertanto la sezione si può considerare a semplice armatura. Le caratteristiche dell'acciaio teso sono riportate nel seguito:

- tensione di snervamento $f_y=534$ MPa;
- tensione di rottura $f_t=669$ MPa;
- deformazione ultima $\epsilon_u=14\%$.

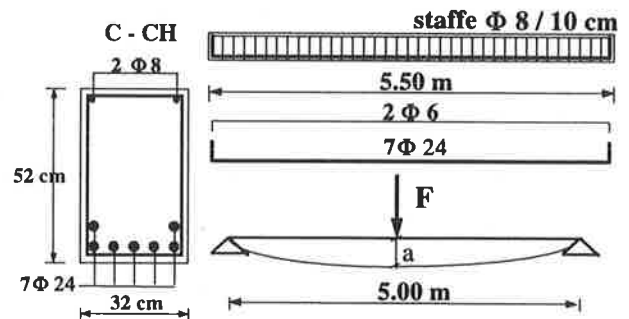


Fig.1 Geometria delle travi di prova.

3.3 Comportamento monotono

In figura 2 è riportata la relazione monotona carico-spostamento sperimentale relativa alle travi confezionate con i due tipi di calcestruzzo.

Si osserva che i due tipi di trave, pur essendo realizzati con calcestruzzi di resistenza in un rapporto di circa 0.5, presentano un rapporto tra i carichi di snervamento di circa 0.92. Tali carichi, che si possono assumere come carichi ultimi F_u , trascurando un eventuale fenomeno di incrudimento presente solo nella trave CH, risultano 580 kN per la trave C e 630 kN per

la CH. In entrambi i casi si attinge lo snervamento dell'acciaio e quindi, essendo le due travi caratterizzate dalla stessa percentuale geometrica di armatura, la massima trazione nelle barre coincide; di conseguenza la differente resistenza dei due calcestruzzi induce solo una variazione della profondità dell'asse neutro e quindi del braccio della coppia interna, che influisce in maniera limitata in termini di resistenza flessionale.

Dopo lo snervamento si evidenzia una differenza relativamente ad un primo tratto che nell'HPC mostra un andamento crescente del carico, accompagnato però da cadute di resistenza improvvise connesse all'espulsione del copriferro in compressione [25]; mentre nella trave in NSC si ha un andamento decrescente regolare.

L'osservazione dell'evoluzione del quadro fessurativo durante l'esecuzione della prova consente di inquadrare meglio il comportamento illustrato mediante le curve carico-spostamento.

Infatti le travi sono state caratterizzate fino ad un carico di circa $0.45 F_u$ per le travi in calcestruzzo ordinario e $0.65 F_u$ per quelle in HPC da lesioni verticali, e quindi di tipo flessionale. Successivamente all'aumentare del carico hanno cominciato ad inclinarsi per effetto dell'interazione con il taglio. Quest'ultima è stata senza dubbio molto elevata, come si evince dal quadro fessurativo (foto 1), e dalla riduzione della duttilità (ramo discendente della relazione carico-

spostamento), anche se il carico ultimo raggiunto è quello flessionale.

L'interazione flessione-taglio è stata anche amplificata dall'effetto scala dovuto alla rilevante altezza della sezione trasversale [26], che induce una riduzione della resistenza a taglio. In tabella 1 il valore del momento ultimo della sezione ricavato dalla prova sperimentale $M_{u,s}$, viene messo a confronto con quello valutato teoricamente $M_{u,t}$; quest'ultimo è calcolato secondo la modellazione parabola-rettangolo per il calcestruzzo, quella elasto-plastica per l'acciaio [27], utilizzando i valori medi delle resistenze ed assumendo unitari i coefficienti parziali di sicurezza. Si osserva che i valori sperimentali e quelli teorici sono in buon accordo.

E' stato valutato altresì il momento ultimo di progetto $M_{u,d}$, facendo ancora riferimento alle resistenze medie ma introducendo i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali suggeriti dall'Eurocodice 2 [27]. In questo modo è possibile stimare il momento di esercizio, assunto pari a $M_{u,d}/1.4$, e la corrispondente forza F_{es} .

Tale carico di esercizio rappresenta in modo approssimato la condizione di carico rara [27], per la quale allo stato limite ultimo i carichi permanenti e quelli accidentali sono affetti da due coefficienti pari 1.35 e 1.5 rispettivamente.

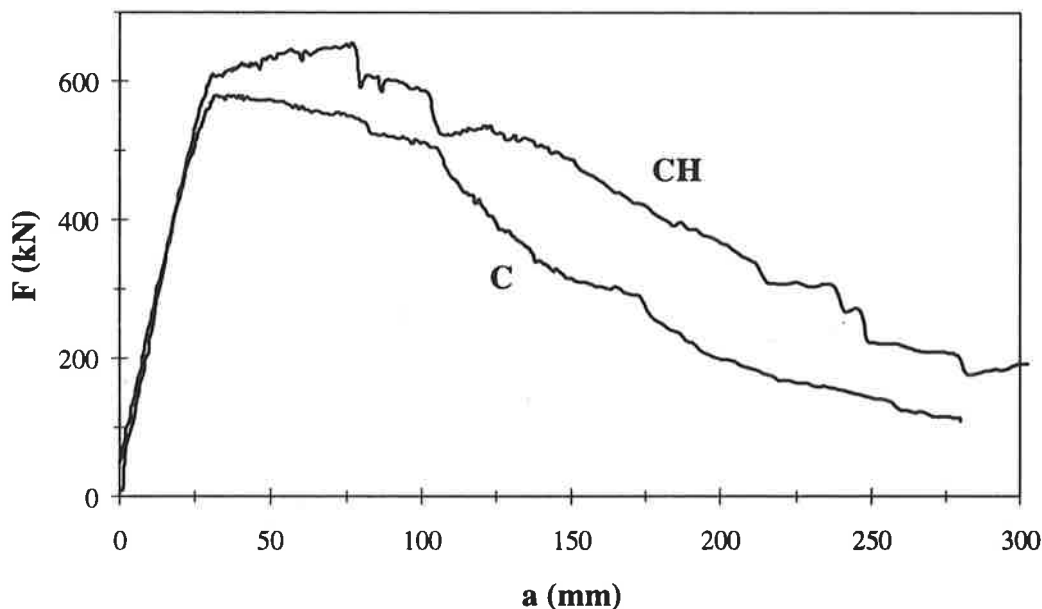


Fig.2 Relazione carico-spostamento nelle prove monotone.

trave	$M_{u,s}$ (kNm)	$M_{u,t}$ (kNm)	$M_{u,d}$ (kNm)	M_{es} (kNm)	F_{es} (kN)
C	725	685	568	354	283
CH	788	736	630	392	314

Tabella 1 Resistenze flessionali sperimentali e teoriche.

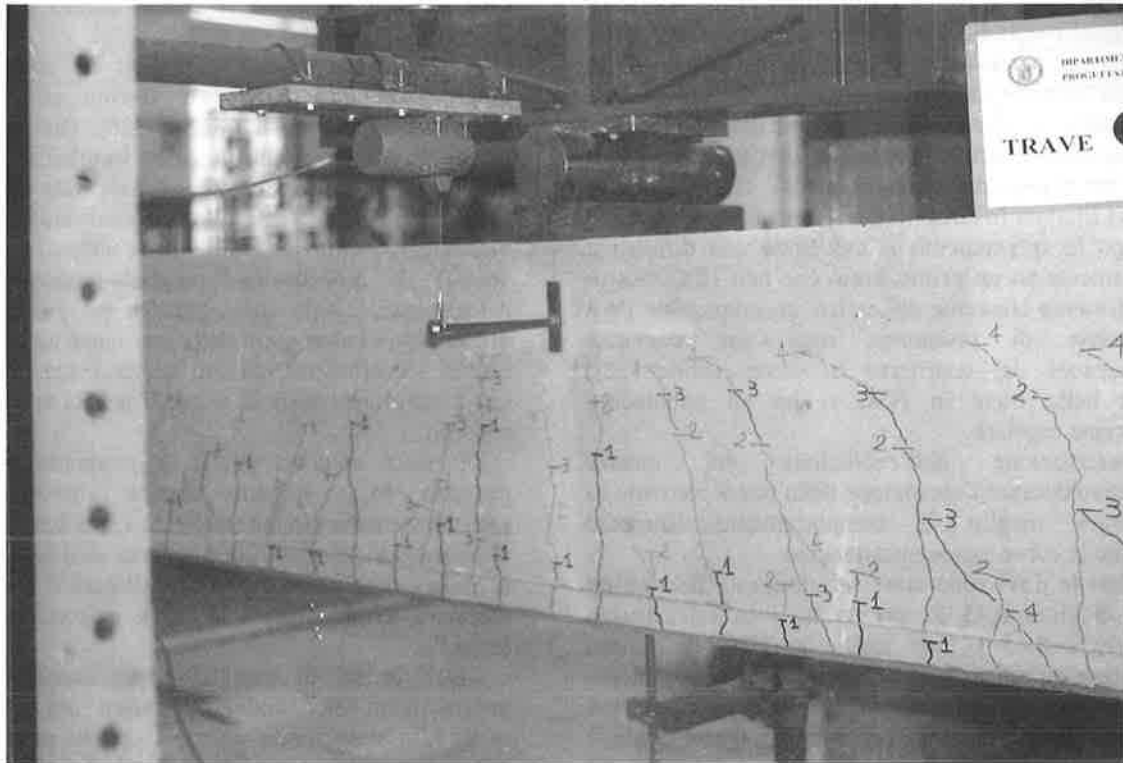


Foto 1 Quadro fessurativo della zona centrale nella trave in NSC per un carico di circa 500 kN.

3.4 Comportamento a fatica

Le prove di fatica sono state realizzate in due fasi. Prima è stata applicata mediante un processo monotono la forza prefissata F_{max} ; poi sono stati effettuati i ciclici tra F_{max} e 0. In tabella 2 sono riportati i valori di F_{max} e della freccia iniziale a_1 per i due livelli di carico considerati e per ciascun tipo di trave.

trave	livello di carico 1		livello di carico 2	
	F_{max} (kN)	a_1 (mm)	F_{max} (kN)	a_1 (mm)
C	305	11.8	430	14.5
CH	315	13.6	466	14.9

Tabella 2 Carichi e spostamenti iniziali.

Inoltre in tabella 3 il carico massimo al quale sono state sottoposte le travi viene rapportato sia al carico ultimo che a quello di esercizio; si osserva che il livello di carico 1 corrisponde al carico di esercizio mentre il livello 2 rappresenta una condizione di sollecitazione maggiore pari a 0.74 del carico ultimo per entrambe le travi. Va sottolineato che nel caso delle travi in NSC ci si colloca in un campo di sollecitazione nel quale si risente dell'interazione flessione-taglio per il livello di carico 2, mentre per le travi in HPC il quadro fessurativo è ancora sostanzialmente flessionale.

Il livello tensionale S nei materiali è riportato

invece in tabella 4, come rapporto tra la tensione massima e la resistenza per il calcestruzzo e come rapporto tra la tensione massima e quella di snervamento per l'acciaio. I valori delle tensioni nei materiali sono calcolati nell'ipotesi di comportamento lineare valutando il modulo elastico del calcestruzzo mediante la formulazione del MC90 per entrambi i calcestruzzi [28].

Si osserva che a parità di rapporto F_{max}/F_u nell'elemento lo stato tensionale nell'HPC è circa il 50% di quello nell'NSC, cioè mantiene lo stesso rapporto che vi è tra le resistenze a compressione.

trave	livello di carico 1		livello di carico 2	
	F_{max}/F_u	F_{max}/F_{es}	F_{max}/F_u	F_{max}/F_{es}
C	0.52	1.08	0.74	1.52
CH	0.50	1.00	0.74	1.48

Tabella 3 Rapporti tra i carichi applicati ed i carichi ultimi e di esercizio.

trave	livello di carico 1		livello di carico 2	
	cls	acciaio	cls	acciaio
C	0.69	0.60	0.99	0.73
CH	0.35	0.60	0.52	0.88

Tabella 4 Rapporti tra le tensioni e le resistenze dei materiali.

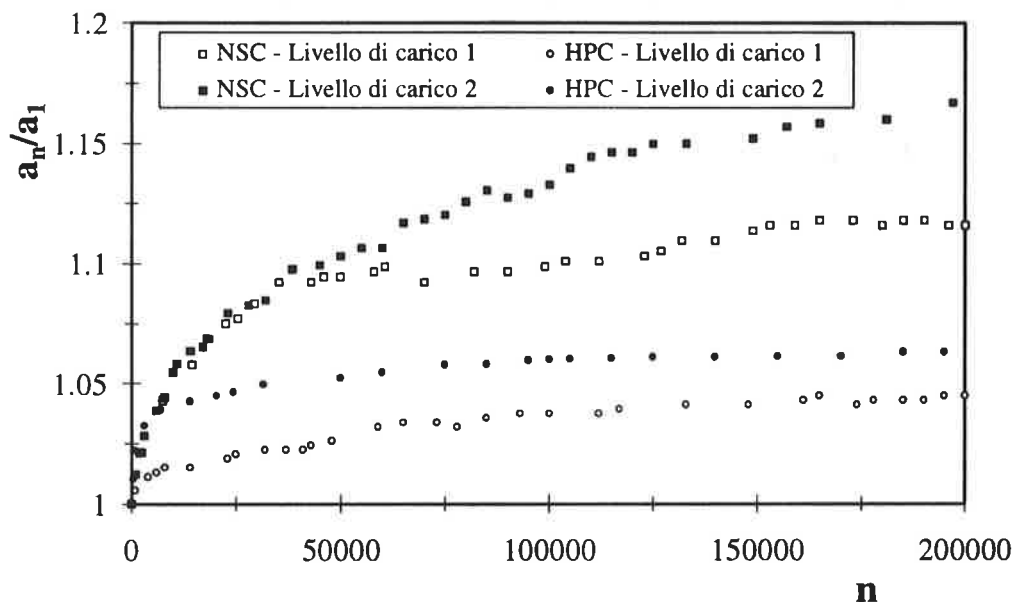


Fig.3 Relazione tra il numero di cicli e l'incremento di freccia.

I risultati relativi alla variazione ciclica della deformabilità sono mostrati in figura 3; nel grafico sono diagrammati gli andamenti in funzione del numero di cicli n , della freccia dopo n cicli a_n adimensionalizzata rispetto alla freccia iniziale a_1 per i quattro casi di prova.

Si osserva che l'andamento è asintotico per i due casi relativi all'HPC, e che per il numero di cicli effettuati la freccia si può ritenere stabilizzata; per le travi in NSC invece si raggiunge un andamento costante solo per il livello di carico più basso, mentre nell'altro caso l'incremento non è ancora trascurabile.

A parità di livello di carico si osserva nel caso del materiale con resistenza più elevata che l'incremento di deformabilità massimo è molto più contenuto, tra il 3 ed il 6%, in confronto a quello del calcestruzzo normale che va dal 12 al 17%. Tale risultato è chiaramente correlato allo stato tensionale molto più modesto per il materiale più resistente.

L'incremento del carico mostra inoltre un'influenza diversa per i due tipi di calcestruzzo; infatti nel caso del calcestruzzo ordinario i due livelli di carico presentano un andamento quasi coincidente fino a 50000 cicli mentre si differenziano in modo molto più netto per un numero maggiore di cicli.

Viceversa nel caso del calcestruzzo ad alta resistenza il diverso incremento si manifesta nei primissimi cicli e la differenza si mantiene poi pressochè costante. La differenza dei risultati ottenuti per i due tipi di calcestruzzo indica che la deformabilità ciclica delle travi è correlata principalmente al comportamento del calcestruzzo, caratterizzato da livelli di tensione diversi [8]. Tuttavia i risultati sperimentali consentono di effettuare le seguenti osservazioni:

- ognuna delle travi analizzate è caratterizzata da una vita a fatica differente per il diverso livello tensionale del calcestruzzo ovvero per la qualità di calcestruzzo utilizzato; pertanto il numero di cicli effettuato rappresenta per ciascun elemento una diversa percentuale della vita a fatica. In particolare nel caso dell'NSC il livello di carico 2 comporta uno stato tensionale massimo nel calcestruzzo pari alla resistenza, cioè il materiale nella fibra più sollecitata si trova in campo post-elastico. Quindi a parità di numero di cicli il livello 2 corrisponde ad una percentuale della vita a fatica del calcestruzzo molto più elevata, e ad un incremento di deformabilità più accentuato (condizione prossima alla crisi). Viceversa per l'HPC il livello tensionale nel calcestruzzo è decisamente al di sotto della soglia critica in entrambi i livelli di carico pertanto il numero di cicli esaminato rappresenta una percentuale ridotta della vita a fatica;
- per i livelli di carico più elevati si deve considerare anche una rilevante influenza del taglio soprattutto nel caso del calcestruzzo ordinario, che contribuisce sicuramente all'incremento di deformabilità; infatti durante la prova è stato rilevato che all'aumentare del numero di cicli si è verificata l'apertura di nuove fessure a taglio.

In figura 4 sono riportati invece gli incrementi di deformazione nella fibra di calcestruzzo più sollecitata dopo n cicli $\epsilon_{c,n}$ adimensionalizzata rispetto al valore iniziale $\epsilon_{c,1}$. Gli andamenti relativi alle travi in HPC mostrano un maggiore incremento della deformazione per il livello di carico più basso; per le travi in NSC al livello di carico 2 corrisponde un breve tratto crescente e poi un tratto decrescente. Entrambi i risultati dipendono dai fenomeni di redistribuzione delle

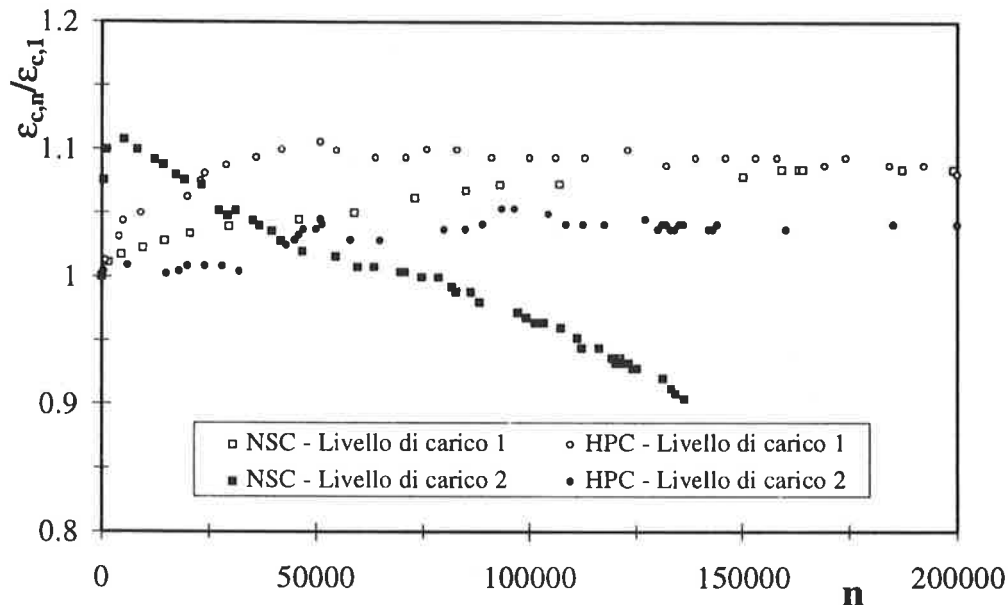


Fig. 4 Relazione tra il numero di cicli e l'incremento di deformazione nel calcestruzzo compresso.

tensioni lungo la sezione, che rendono non significativo il comportamento della sola fibra al bordo compresso.

4. Le indicazioni dei codici

La problematica della fatica viene generalmente affrontata nelle normative in termini di resistenza e non di deformabilità. Si considera che la verifica a fatica sia necessaria qualora vengano superati i 10^4 cicli di carico; in tal caso la verifica riguarda generalmente l'acciaio (Normativa Italiana, Eurocodice 2).

Indicazioni più dettagliate riguardanti anche il calcestruzzo e la valutazione della deformabilità sono invece contenute nel Model Code 90. In particolare nel caso di carichi ripetuti che superano i 10^4 cicli vengono individuate diverse modalità di verifica della sicurezza a secondo dei dati di progetto:

- una limitazione dell'intervallo di variazione delle tensioni di progetto nell'acciaio in funzione del numero di cicli di progetto; una limitazione della tensione massima di progetto nel calcestruzzo opportunamente modificata mediante un coefficiente che tiene conto della distribuzione nella sezione. In entrambi i casi le tensioni di progetto sono ottenute amplificando quelle calcolate mediante un coefficiente pari ad 1.1 mentre le resistenze di progetto sono ottenute da quelle caratteristiche mediante i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali;
- qualora sia possibile individuare un valore di progetto del carico Q che si ripete n volte, si deve verificare che esso, amplificato per un coefficiente parziale di sicurezza, sia minore della resistenza a fatica valutata secondo apposite formulazioni in funzione di n ;

- qualora sia nota la storia dei carichi ciclici, di diversa ampiezza, si deve valutare il danno dovuto alla fatica mediante la formula di Palmgren-Miner e verificare che sia inferiore ad 1.

Si può comunque osservare che, indipendentemente dalla procedura adottata, il progetto è marcatamente condizionato dall'entità e dalla tipologia dei carichi, oltre che dal numero di cicli; pertanto l'individuazione della condizione di servizio è un problema di fondamentale importanza [4].

In aggiunta alla verifica di resistenza il MC90 fornisce anche una formulazione per valutare l'incremento di deformabilità delle travi dovuto ai carichi ciclici. Tale formulazione è basata sui risultati di un'ampia campagna di prove sperimentali effettuata da [21,22]. Le prove sono relative a travi in calcestruzzo ordinario, cui peraltro si riferiscono le indicazioni del MC90, tuttavia nella proposta CEB [28] di estensione del MC90 agli HPC non vi sono indicazioni specifiche. In particolare l'effetto ciclico viene tenuto in conto mediante la seguente formula:

$$a_n = a_1 \left[1.5 - 0.5 \cdot \exp(-0.03 \cdot n^{0.25}) \right] \quad (1)$$

in cui a_n è la freccia massima dopo n cicli ed a_1 quella iniziale al primo ciclo.

Il confronto tra la formulazione del CEB ed i risultati sperimentali è riportato nelle figure 5 e 6 per il calcestruzzo ordinario e per quello ad alte prestazioni rispettivamente. Si osserva che la formulazione del codice è conservativa in tutti i casi, sovrastimando l'incremento di freccia del 50% per l'NSC e del 300% per l'HPC nella condizione di carico più gravosa.

La formula del CEB essendo indipendente dal livello di carico e dallo stato tensionale nel calcestruzzo risulta quindi cautelativa per il calcestruzzo ordinario

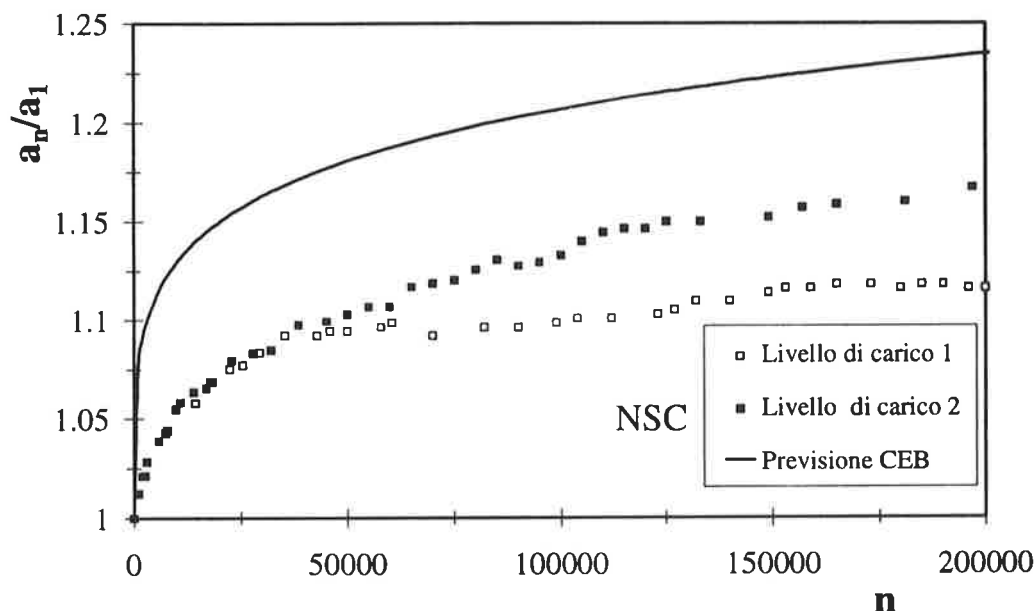


Fig. 5 Confronto teorico sperimentale dell'incremento di frecce per l'NSC.

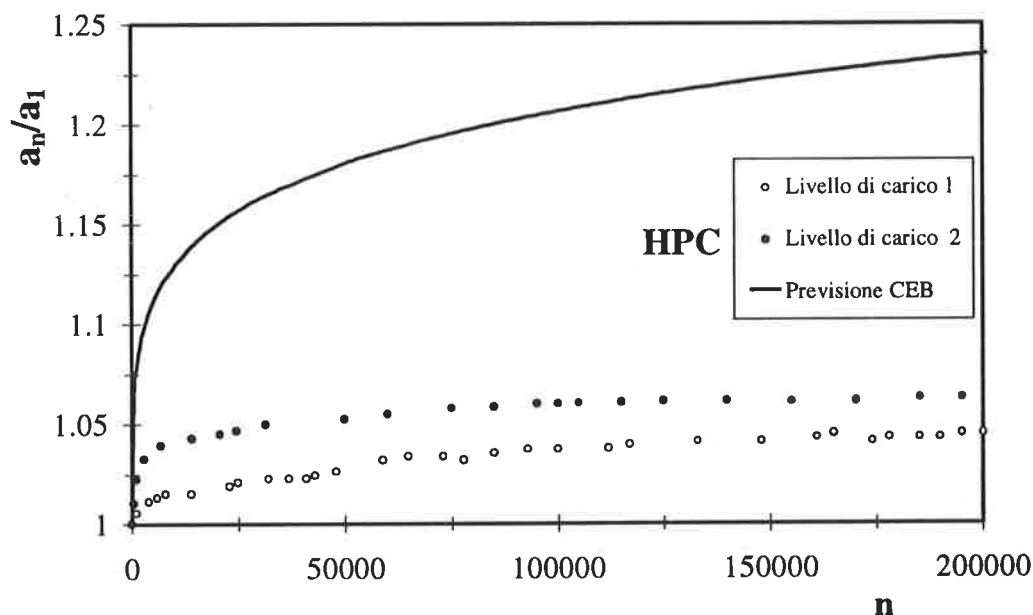


Fig. 6 Confronto teorico sperimentale dell'incremento di frecce per l'HPC.

ed estremamente cautelativa per quello ad alte prestazioni; sarebbe quindi necessario disporre di un maggior numero di risultati sperimentali su questo materiale per modificare opportunamente la formulazione. Si deve infine considerare che le prove anche per il livello indicato come carico di esercizio, rappresentano una situazione molto gravosa, in quanto il valore del carico massimo è stato fissato considerando la condizione di carico rara ed i cicli sono stati effettuati assumendo nullo il valore del carico minimo. Pertanto le condizioni di lavoro per carichi di fatica sono generalmente ancora meno gravose di quelle esaminate nella sperimentazione.

5. Conclusioni

Le informazioni relative al comportamento a fatica del calcestruzzo con resistenze superiori ai 50 MPa sono ancora oggi limitate; e dalle prove disponibili in letteratura non si rileva un comportamento a fatica molto diverso da quello del calcestruzzo ordinario.

L'analisi delle prove sperimentali effettuate su travi in calcestruzzo ordinario e ad alte prestazioni ha evidenziato i seguenti aspetti:

- l'applicazione dell'HPC nelle travi inflesse mostra un migliore comportamento a fatica rispetto al calcestruzzo normale perchè lo stato tensionale in cui

si trova il materiale in compressione, oppure in trazione nei meccanismi di taglio e di aderenza, è più contenuto in termini di rapporto con la resistenza;

- la deformabilità ciclica è fortemente dipendente dal livello di sollecitazione dei materiali; pertanto la formulazione del MC90 può risultare in taluni casi troppo conservativa;
- i parametri che possono influenzare il problema sono numerosi e quindi sono necessarie ulteriori prove sperimentali.

L'analisi sperimentale condotta, seppure non molto estesa, ha evidenziato che nelle travi inflesse le prestazioni del calcestruzzo per carichi di fatica possono risultare migliori all'aumentare della resistenza.

Bibliografia

- [1] CEB-FIP - 1990, High Strength Concrete, Bulletin d'Information n°197, August.
- [2] CEB -1994, Application of High Performance Concrete, Bulletin d'Information n° 222, November.
- [3] MANFREDI, G., PECCE, M. - 1997, Low cycle fatigue of RC beams in NSC and HSC, Engineering Structures, Vol. 19, n. 3, p. 217-223.
- [4] MACCHI G., RADOGNA E.F. - 1989, Vedute attuali sulla sicurezza a fatica per i ponti di cemento armato normale e precompresso, con particolare riguardo alla precompressione parziale, Giornale del Genio Civile, n. 1, p. 105-115.
- [5] MACCHI G., RADOGNA E.F., MAGENES G., MATERAZZI A.L. - 1989, Analisi probabilistica della sicurezza a fatica dei ponti, Giornale del Genio Civile, n.4-5-6, p. 151-178.
- [6] CEB-FIP - 1993, Model Code 1990 for concrete structures, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information n. 213/214, Losanna.
- [7] NURBERGEROVA T., HAJEK J., PITONAK A. - 1996, Behaviour Modelling in Serviceability Limit States Including Repeated and Sustained Load, C.E.B - TG 2/4 "Serviceability Models", Sect. 1.5.
- [8] CEB - 1994, Fatigue of Concrete Structures, Bulletin d'Information n° 188.
- [9] GENE M. NORBY-1958, Fatigue of Concrete - A Review of Research, ACI J., Vol.30, n.2, p.191-219.
- [10] MURDOCK J. W., KESLER C. E.-1958, Effect of Range of Stress on Fatigue Strength of Plain Concrete Beams, ACI Journal, Vol.30, n.2, p. 221-231.
- [11] TEPFERS R., KUTTI T.- 1979, Fatigue Strength of Plain Concrete and Lightweight Concrete, ACI Journal, May, p.635-652.
- [12] MC CALL J.T. - 1958, Probability of Fatigue Failure of Plain Concrete, ACI Journal, Vol. 30, n. 2, p. 233-244.
- [13] HSU T.C. - 1981, Fatigue of Plain Concrete,- ACI Journal, July-August, p. 292-305.
- [14] KLAIBER D.Y.L. - 1982, The Effects of Air Content, Water-Cement Ratio, and Aggregate Type on the Flexural Fatigue Strength of Plain Concrete, ACI Publication SP-75.
- [15] HUBERT K., KESLER H., KESLER C. - 1966, Fatigue Strength of Concrete Under Varying Flexural Stresses, ACI Journal, Oct., p. 1059-1076.
- [16] OH B.H. - 1991, Cumulative Damage Theory of Concrete under Variable-Amplitude Fatigue Loadings, ACI Materials Journal, Vol. 88, n. 1, p.41-48.
- [17] SHAH S.P. - 1984, Predictions of cumulative damage for concrete and reinforced concrete, Matériaux et Constructions, Vol.17, n.97, p.65-68.
- [18] OPLE S., HULSBOS C.L. - 1996, Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient, ACI Journal, January, p.59-80.
- [19] ZHAO G.Y., WU P.G., BAI L.M. - 1996, Research on Fatigue Behavior of High-Strength Concrete Under Compressive Cyclic Loading, BHP 96, Parigi, p.757-764.
- [20] DO M.T., SCHALLER I., DE LARRARD F., AITEN P.C. - 1993, Fatigue of Plain and Reinforced High-Performance Concrete, 3° International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete - Lillehammer, p.146-155
- [21] PITONAK A. - 1992, Fatigue Deflection of Reinforced Concrete Beams by Constant and Variable Amplitude Loading, Building Research Journal, Bratislava, n°3, p. 161-178.
- [22] PITONAK A. - 1992, Effect of Shear on the Service Life of Reinforced Concrete Beams under Fatigue Loading, Building Research Journal, Bratislava, n°3, p. 583-591.
- [23] KWAK K.H., KO G.S., JANG K.W. - 1996, Fatigue Strength and Durability of Ultra-High Strength Reinforced Concrete Beams"- 4° International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete BHP 96 - Parigi, p.965-971.
- [24] MOR, B.C. GERWICK, W.T. HESTER - 1992 Fatigue of High-Strength Reinforced Concrete-ACI Material Journal, Vol. 89, n.2, p. 197-207.
- [25] PECCE M., 1997, Experimental Evaluation of Rotation Capacity of HPC Beams, in corso di pubblicazione su bollettino del CEB TG 2/2 "Ductility Requirement".
- [26] AHMAD S.H., KHALOO A.R., POVEDA A., Shear Capacity of Reinforced Concrete High-Strength Concrete Beams. ACI J., Vol. 83, n° 4, p. 297-305.
- [27] EUROCODE 2 - 1992 Design of Concrete Structures. Common Unified Rules for Reinforced Concrete Structures, European Committee for Standardization (CEN), ENV 1992-1-1.
- [28] CEB-1995, High Performance Concrete - Recommended Extension to the Model Code 90 - Research Need, Bulletin d'Information n. 228.

IN TEMA DI DEGRADO TERMOMECCANICO DI TRAVI-PARETE IN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA

Roberto FELICETTI, Pietro G. GAMBAROVA e Marina SEMIGLIA

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

I calcestruzzi ad alta resistenza contenenti fumo di silice sono nettamente più sensibili all'alta temperatura dei calcestruzzi ordinari, in particolare se contenenti aggregato a base di selce; il conseguente degrado meccanico influisce sul comportamento strutturale, che tuttavia è meno sensibile all'alta temperatura del comportamento costitutivo, grazie all'aumentata deformabilità del materiale. Nel caso delle travi alte qui studiate, si mostra come l'esposizione all'alta temperatura ($T = 250-400^{\circ}\text{C}$, $f_c = 72 \text{ MPa}$ a 20°C) abbia effetti molto diversi in elementi armati e non, e come i meccanismi "complementari" resistenti a taglio mantengano la loro efficacia nonostante il danneggiamento termico.

SUMMARY

High-Strength silica-fume concretes are significantly more sensitive to high temperatures than normal-strength concretes, and even more so if flint-based aggregates are used. The ensuing mechanical decay reduces the structural performances, but less than should be expected, owing to concrete inelastic deformability, which is enhanced by high temperatures. In the deep beams studied here, the results in 3-point bending show that a high-temperature cycle ($T = 250-400^{\circ}\text{C}$, $f_c = 72 \text{ MPa}$ at 20°C) has very different effects on unreinforced and reinforced elements, and that the "complementary" shear-resistant mechanisms keep their efficiency in spite of the severe thermal damage.

1. INTRODUZIONE E NATURA DEL PROBLEMA

I calcestruzzi ad alta resistenza contenenti fumo di silice vengono sempre più frequentemente impiegati nella costruzione di strutture importanti [1], grazie alla loro resistenza meccanica ($f_c = 60-120 \text{ MPa}$), alla durabilità (ridotta e più dispersa porosità) e al miglior comportamento nel tempo (minore viscosità e ritiro), proprietà che li rendono interessanti anche in alternativa ai calcestruzzi ordinari [2]. Tuttavia, in alcune applicazioni, come i gusci di contenimento dei reattori nucleari e le piattaforme marine, i requisiti di rigidità e resistenza in condizioni ambientali estreme mettono a dura prova i calcestruzzi ad alta resistenza, a causa, per esempio, della loro sensibilità all'alta temperatura, decisamente maggiore di quella dei calcestruzzi ordinari (Fig. 1) [3, 4, 5].

Con riguardo ai carichi termici ($T = 100-800^{\circ}\text{C}$), il decadimento meccanico ad alta temperatura o dopo una

più o meno prolungata esposizione all'alta temperatura è stato indagato estesamente nel caso dei calcestruzzi ordinari [6]. Al contrario, limitata attenzione è stata rivolta finora ai calcestruzzi ad alta resistenza [3, 7], sia nel caso di progressivo riscaldamento (strutture esposte al fuoco), che nel caso di carico termico stazionario, ove gli effetti a livello costitutivo e soprattutto strutturale sono stati pressoché ignorati.

Le principali ragioni degli effetti dannosi dell'alta temperatura sul calcestruzzo ad alta resistenza in condizioni stazionarie sono: (a) la ridotta e meno interconnessa porosità, che favorisce lo sviluppo di elevate pressioni di vapore nella matrice cementizia [8]; (b) il cambiamento della morfologia della matrice (struttura del gel [7]); e (c) il lento rilascio dell'acqua zeolitica contenuta nell'aggregato (calcestruzzo altamente siliceo a base di selce [9]). A questo proposito, essendo il calcestruzzo ad alta resistenza più sensibile alle qualità meccaniche dell'aggregato (la

matrice cementizia non è più l'anello debole della catena!), le deformazioni termiche, la fessurazione e le trasformazioni chimiche dell'aggregato giocano un ruolo chiave nel decadimento meccanico di alcuni calcestruzzi silicei ad alta resistenza, sia ad alta temperatura che dopo il raffreddamento a temperatura ambiente ("proprietà residue", Papayianni e Valiasis, 1991, si vedano i riferimenti in [9]).

Almeno tre sono le ragioni per le quali gli effetti dell'alta temperatura sul calcestruzzo ad alta resistenza rappresentano un tema di rilievo: (a) molte strutture importanti devono continuare a sostenere una parte significativa dei carichi durante e/o dopo un incidente termico importante (sia che esso produca uno shock termico o un riscaldamento prolungato [10]); (b) il comportamento strutturale è probabilmente meno affetto dall'alta temperatura del comportamento costitutivo, dal momento che il materiale diventa più deformabile [3, 5]; e (c) i meccanismi resistenti legati alla fessurazione del calcestruzzo potrebbero essere meno sensibili all'alta temperatura della resistenza a trazione e a compressione.

Pensando ai possibili comportamenti strutturali, le travi alte e le piastre costituiscono dei casi di riferimento rispettivamente per gli stati tensionali membranali e flessionali. In questa sede, l'attenzione è focalizzata sullo stato tensionale membranale e sulle travi alte, che sono un interessante caso strutturale a causa del loro complesso comportamento e delle differenti modalità di rottura [11].

Sei provini (3 non armati e 3 armati) sono stati portati a rottura per flessione su tre punti, al fine di: (a) misurare la risposta carico-spostamento dopo un singolo ciclo termico; (b) valutare la capacità ultima in funzione della temperatura; (c) indagare la formazione e la propagazione delle fessure e le modalità di rottura; e (d) valutare il ruolo dei meccanismi resistenti "complementari" (ingranamento degli aggregati, coesione della frattura e azione di spinotto). Come in lavori precedenti [5,9], il calcestruzzo impiegato ha aggregato a base di selce, che garantisce buone prestazioni meccaniche a temperatura ambiente, ma rende il materiale molto sensibile all'alta temperatura.

2. COMPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO ED ALTA TEMPERATURA

Il comportamento meccanico delle strutture in calcestruzzo semplice o armato soggette a carichi termici rilevanti è legato essenzialmente alle proprietà costitutive del materiale, che dipendono principalmente dalla sua composizione, dallo stato tensionale e dai parametri che caratterizzano il processo termico (velocità di riscaldamento e gradienti termici elevati, superiori rispettivamente a $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ e $1^{\circ}\text{C}/\text{mm}$, sono dannosi a causa del loro effetto strutturale).

Nella presente indagine è stata adottata una velocità di riscaldamento molto bassa, per evitare qualsiasi effetto strutturale indesiderato sia nei campioni cilindrici da sottoporre alle prove di trazione e compressione, sia nelle travi alte. Inoltre non è stato applicato alcun carico di compressione durante il riscaldamento, dal momento che le travi alte non sono soggette ad un campo tensionale omogeneo, al contrario, per esempio, delle colonne negli edifici alti.

Per quanto riguarda i componenti del calcestruzzo, come nelle precedenti prove a trazione e compressione [5, 9] sono stati usati degli aggregati a base di selce di comune impiego nell'Europa centrale (massima dimensione dell'aggregato $d_a = 25$ mm). Inoltre, dal momento che le due composizioni considerate nella prima parte di questo progetto (Tabella 1, $f_c = 72$ e 95 MPa) forniscono le stesse proprietà meccaniche residue dopo esposizione a temperature superiori a 250°C , le travi alte qui studiate sono state confezionate con la sola miscela più povera di cemento ($f_c = 72$ MPa).

Per ottenere una sufficiente resistenza, il rapporto acqua-legante è stato mantenuto ragionevolmente basso ed è stato aggiunto del fumo di silice, con una appropriata combinazione di superfluidificante e ritardante.

Per quanto riguarda l'aggregato, è utile ricordare che la selce è costituita da biossido di silicio, nelle forme cristallizzata (quarzo) e microcristallizzata (con una struttura irregolare-opale o fibrosa-calcedonio). Sia l'opale che il calcedonio contengono alcune molecole di acqua combinata (adsorbita o legata zeoliticamente, fino al 20% in peso), che vengono espulse a temperature relativamente basse (tra 120 e 600°C). Questa espulsione ed i conseguenti cambiamenti di densità, porosità e volume sono la causa prima della perdita di proprietà meccaniche dell'aggregato ad alta temperatura. Nella Tabella 1 il quantitativo d'acqua comprende anche quella contenuta nel superfluidificante e nel ritardante; l'aggregato era in condizioni di saturazione con superficie asciutta.

3. CICLI TERMICI E PROGRAMMA SPERIMENTALE

La massima temperatura considerata nei cicli termici è stata limitata a 500°C , dal momento che a questa temperatura la matrice e l'aggregato mostrano fessurazione diffusa, anche se le proprietà meccaniche residue sono ancora misurabili. Le temperature intermedie sono state fissate in 105 , 250 e 400°C (Fig. 2).

Tutti i provini (cilindri per le prove di trazione e compressione, travi alte) sono stati maturati in acqua (una settimana) e in aria a 20°C , 92% U.R. (tre settimane), e quindi sono stati lasciati per un mese a 20°C , 65% U.R., prima dell'essiccazione a 105°C (7 giorni). Sono stati provati 37 cilindri a compressione, in gruppi di 2-4 per ogni temperatura (20 , 105 , 250 , 400 e 500°C)

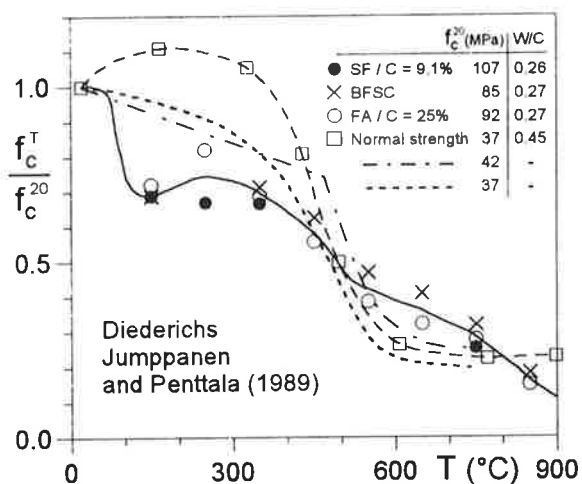


Fig. 1 - Decadimento della resistenza a compressione di calcestruzzi normali e ad alta resistenza (SF = fumo di silice, BFSC = cem. di scoria d'altoforno, FA = ceneri volanti).

Components (kg/m ³)	$f_c = 72$ (95) MPa
Portland cement	290 (415)
Silica fume	30 (30)
Calcareous filler	105 (0)
Aggregate: crushed flint (sand / gravel / pebbles)	831 / 287 / 752
Water - w/b (%)	138(133) - 43(30)
Superplasticizer (melammino-sulfonate)	10.6 (14.8)
Retarder	1.7 (2.4)
Slump (mm)	230 (210)

Tabella 1 - Composizione del calcestruzzo.

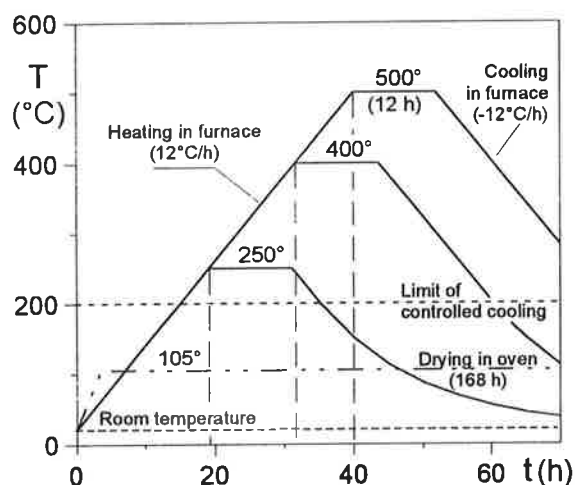


Fig. 2 - Processo di essiccazione e cicli termici ad alta temperatura.

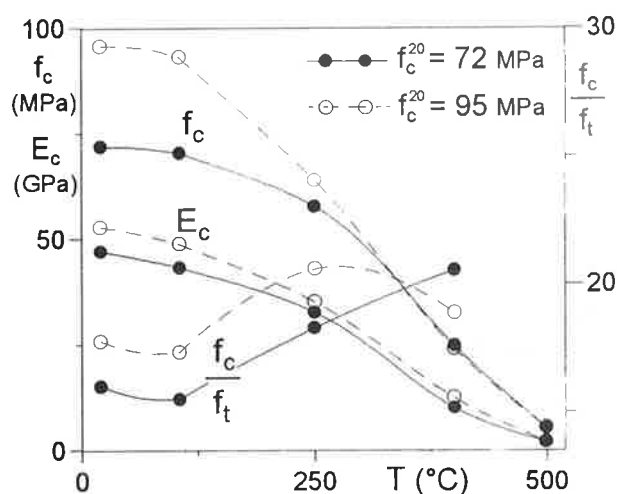


Fig. 3 - Decadimento della rigidità e della resistenza a compressione e trazione per i due calcestruzzi studiati

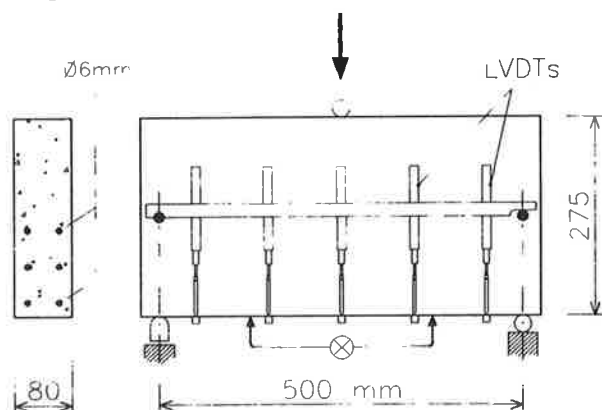
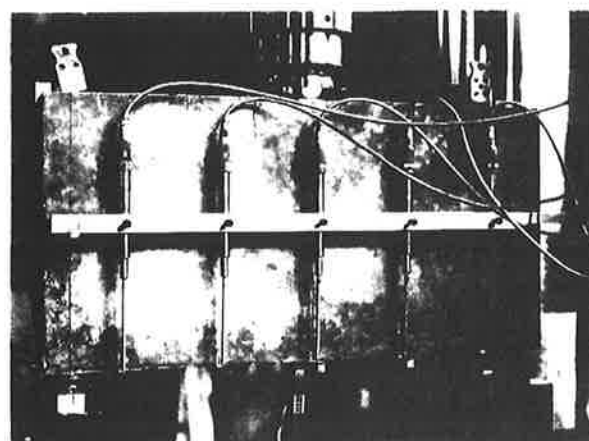


Fig. 4 - Geometria dei provini e variabile di controllo (⊗).



e per ogni tipo di calcestruzzo (72 e 95 MPa). Sono stati provati 20 cilindri a trazione diretta (gruppi di 2-3 provini; 20, 105, 250 e 400°C, 2 tipi di calcestruzzo). Le travi alte (3 non armate e 3 armate con 6 barre \varnothing 6 mm, $f_c = 72$ MPa) sono state provate sia allo stato vergine che dopo ciclo termico a 250 e 400°C.

Le rampe dei cicli termici (24 e 12°C/h, Fig. 2) sono state scelte in modo tale che i gradienti termici e le autotensioni non raggiungessero mai livelli eccessivi ($\Delta T/\Delta L \leq 1^\circ\text{C}/\text{mm}$, $\sigma \leq f_t^T$). A questo proposito i campi termici e tensionali sono stati studiati mediante il codice ad elementi finiti ABAQUS, tenendo conto delle proprietà del materiale alle diverse temperature (diffusività termica, resistenza e rigidità) e trovando valori modesti sia per i gradienti termici che per le autotensioni. In ciascun ciclo termico ad alta temperatura ($>105^\circ\text{C}$) la temperatura nominale è stata mantenuta costante per 12 ore.

4. RISULTATI PRECEDENTI DELLE PROVE A COMPRESSIONE E TRAZIONE

Con riferimento alla compressione, le curve tensione-deformazione [5, 9] mettono in luce un calo sorprendente della resistenza residua (tensione al picco f_c , Fig. 3) dopo un ciclo termico ad alta temperatura: nel caso dei 500°C, la resistenza residua è così modesta ($< 10\%$ di quella originaria) che ai fini pratici il materiale è da considerare del tutto esaurito. La tendenza è la stessa per il modulo di Young E_c (valori stabilizzati). Inaspettatamente, le proprietà meccaniche dei due tipi di calcestruzzo diventano virtualmente le stesse dopo i 250°C, ma una spiegazione può essere trovata nell'aggregato, che è il medesimo per natura, quantità e curva granulometrica, il che rende simili i due calcestruzzi non appena la migliore qualità della matrice cementizia di quello a più alta resistenza venga vanificata dalla microfessurazione termica.

Per quanto riguarda la trazione, la resistenza f_t decresce ancora più di quella a compressione f_c (Fig. 3), come confermato dall'aumento del rapporto f_c/f_t . Anche il rapporto f_t^{el}/f_t (resistenza nominale a trazione per flessione/resistenza a trazione diretta) aumenta con la temperatura (si veda Fig. 8b). Di conseguenza, in una struttura si possono attendere maggiori ridistribuzioni tensionali, con un comportamento strutturale più duttile. Infine, la tenacità $K_{Ic} = (G_f E_c)^{1/2}$ decresce al crescere della temperatura, a causa della progressiva riduzione del modulo di Young E_c , mentre l'energia specifica di frattura G_f rimane praticamente costante [5].

La riduzione della resistenza a compressione per temperature superiori a 250°C è più marcata di quella osservata da altri autori, non solo a causa degli aggregati a base di selce, ma anche perché l'esposizione alla temperatura nominale (12 ore) è stata più prolungata rispetto a gran parte delle prove reperibili in letteratura [3].

5. TRAVI ALTE: CARATTERISTICHE DEI PROVINI E MODALITÀ DI PROVA

Sono stati gettati sei provini (dimensioni 550x275x80 mm, $f_c = 72$ MPa, Fig. 4), tre dei quali non armati (DB1-3) e i rimanenti tre armati con 6 barre longitudinali (rapporto d'armatura $p = 0.77\%$, DB4-6). Le travi DB1 e DB4 non sono state trattate termicamente, mentre le DB2 e DB5, DB3 e DB6 sono state essiccate a 105°C, e quindi riscaldate fino a 250 e 400°C rispettivamente.

Una faccia di ciascun provino è stata parzialmente coperta con un retino moiré (40.1 linee verticali/mm, 1002 linee/pollice) incollato al calcestruzzo (Fig. 5), al fine di individuare le fessure fin dalla loro formazione e di misurarne l'apertura e lo scorrimento. Un retino "di riferimento" (40 linee verticali/mm, 1000 linee/pollice) è stato sovrapposto al precedente, in modo da produrre una sequenza di frange chiare e scure. Questa sequenza è legata direttamente al campo degli spostamenti (fessurazione inclusa), dal momento che le frange rappresentano le curve di livello degli spostamenti orizzontali sulla superficie del provino.

I due retini vengono mantenuti a contatto mediante l'interposizione di un velo d'olio di paraffina ed utilizzando alcuni fermagli, qualora la perdita di planarità (indotta dalla pronunciata fessurazione) tenda a separarli. La lieve differenza di passo dei due retini è causata dal ritiro della colla durante il processo di indurimento. Di conseguenza, prima ancora di applicare un carico, è presente un campo di frange verticali equispaziate che facilita il rilievo dei successivi spostamenti. Con 40 linee/mm la sensibilità del metodo è vicina a 1/100 mm.

Sull'altra faccia del provino sono stati applicati 5 LVDT (Fig. 4) al fine di misurare gli spostamenti verticali dell'intradosso.

L'evoluzione delle prove è stata controllata mediante un estensometro applicato all'intradosso delle travi (base di misura 200-250 mm, velocità 0.03 $\mu\text{m}/\text{s}$ fino al carico di picco e 0.10 $\mu\text{m}/\text{s}$ nel ramo discendente).

Le travi in C.A. sono state armate con tre staffe orizzontali a due bracci distribuite nella metà inferiore della sezione. In tal modo l'armatura tesa presenta tre strati, ciascuno con due barre \varnothing 6 mm ad aderenza migliorata. Le armature orizzontali sono state fissate ad una coppia di staffe verticali poste lungo i lati corti del provino. La tensione media di snervamento dell'acciaio (f_{sy}) è stata misurata in 420 MPa.

Le frange sono state fotografate con una comune macchina fotografica e le aperture di fessura sono state valutate direttamente dalle immagini così ottenute. Tutte le misure fornite dagli LVDT e dalla pressa sono state raccolte da una centralina di acquisizione, e quindi elaborate e memorizzate in tempo reale mediante un calcolatore.

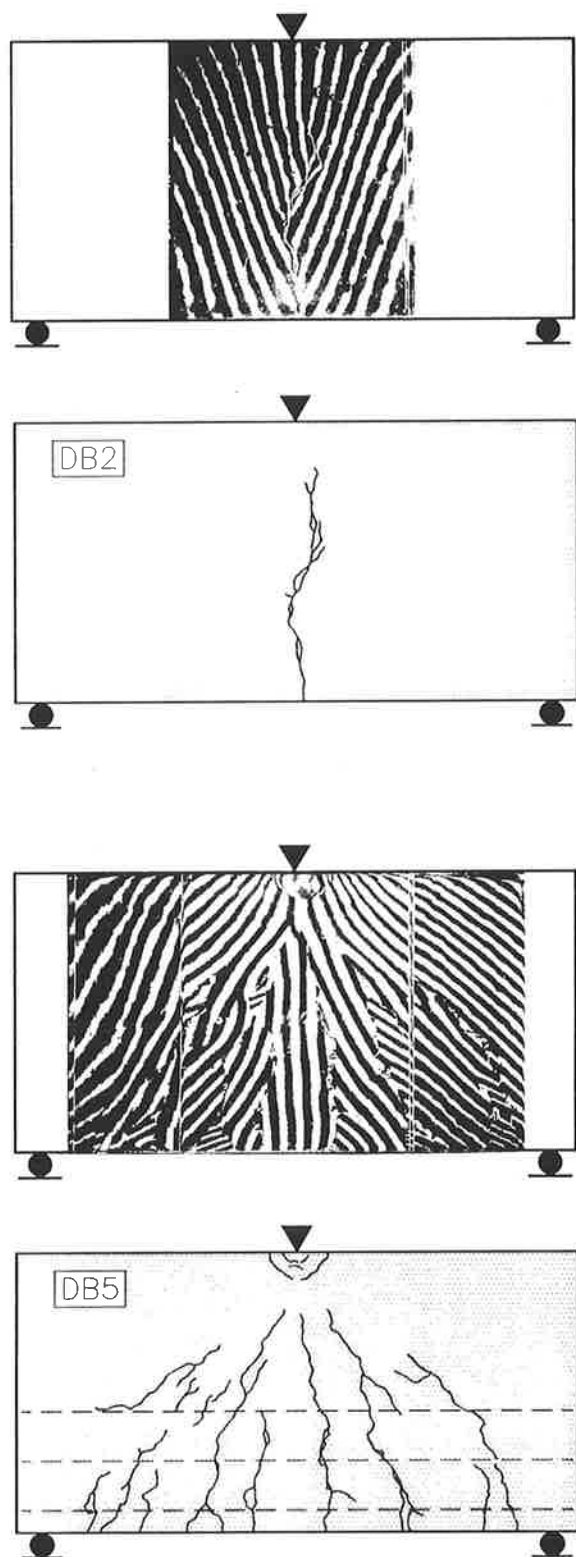


Fig. 5 - Frange di moiré e quadri fessurativi nei provini DB2 (non armato) e DB5 (armato), provati dopo ciclo termico a 250°C; $f_c = 72$ MPa.

6. CURVE CARICO-SPOSTAMENTO E CAPACITÀ ULTIMA

Le curve carico-spostamento delle travi non armate (Fig. 6a) mostrano come i cicli termici abbiano degli effetti marcati sia sulla resistenza che sulla duttilità dei provini, anche se dopo un riscaldamento a 400°C il carico di picco è ancora vicino a 1/3 di quello del provino non ciclado (20°C), mentre la resistenza a trazione è solo 1/4 di quella del materiale vergine (Fig. 3).

Le curve carico-spostamento delle travi armate (Fig. 6b) mostrano un ramo ascendente nettamente più dolce dopo l'esposizione all'alta temperatura, mentre il carico di picco è poco affetto dal degrado termico del calcestruzzo (-10% dopo un ciclo a 400°C). Questo risultato era prevedibile, dal momento che la capacità portante della trave è legata prevalentemente allo snervamento dell'acciaio, che risente solo marginalmente di temperature fino a 400°C. Il ramo ascendente tende ad appiattirsi a causa della propagazione stabile delle fessure, e il picco viene raggiunto non appena una delle fessure inclinate più esterne si propaga fino al punto di applicazione del carico. Successivamente il ramo discendente è caratterizzato dallo scorrimento a taglio lungo la fessura (si veda anche la Fig. 5, DB5).

Nei diagrammi degli spostamenti verticali all'intradosso (Fig. 7) è evidente la duttilità molto maggiore delle travi armate: dopo il ciclo termico a 250°C, non solo il provino armato DB5 ha una capacità residua 4 volte superiore rispetto a quello non armato DB2 (Fig. 8a), ma al picco lo spostamento in mezzeria è circa 30 volte maggiore (≈ 2 mm rispetto a ≈ 0.06 mm). Inoltre, nelle travi armate i diagrammi degli spostamenti sono sempre regolari e mostrano una tendenza alla localizzazione delle deformazioni solo al di là del carico massimo (Fig. 7b: l'insorgere di uno scorrimento a taglio è denotato dalla asimmetria verso l'appoggio sinistro, $P = P_3$). Nei provini non armati, i diagrammi sono regolari fino a 2/3-3/4 del carico di picco (Fig. 7a), ma successivamente la localizzazione della fessura rende il provino simile a un sistema di due blocchi rigidi soggetti ad una rotazione relativa. Conseguentemente i diagrammi tendono a diventare bilineari.

I diagrammi della capacità ultima sono mostrati in Fig. 8a, in funzione della temperatura.

È stata infine valutata la resistenza nominale a trazione del calcestruzzo (provini non armati), nell'ipotesi di sezioni piane e di materiale elastico lineare (f_t^{el} , triangoli in Fig. 8b). Come atteso, i triangoli giacciono sopra la curva che rappresenta la resistenza a trazione diretta, grazie alla maggiore redistribuzione degli sforzi, che è favorita dal collasso più graduale del calcestruzzo danneggiato termicamente. Ciò è confermato anche dalla curva della resistenza a trazione f_t^{pl} nell'ipotesi di perfetta plasticità. È evidente che al crescere della temperatura

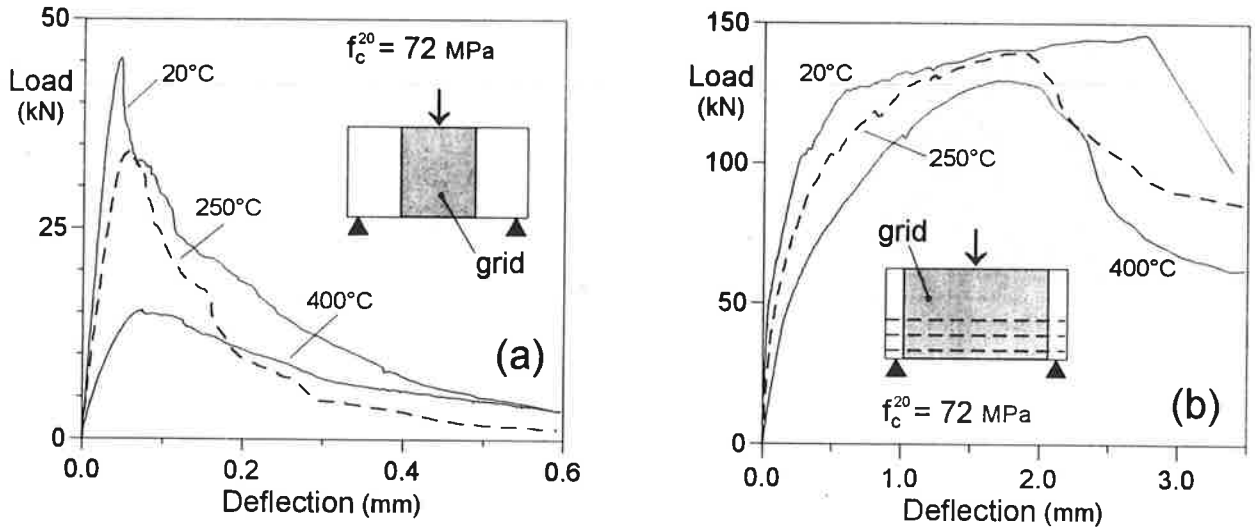


Fig. 6 - Curve carico-spostamento delle travi alte non armate (a) e armate (b); $f_c^{20} = 72$ MPa; rapp. armatura = 0.77%.

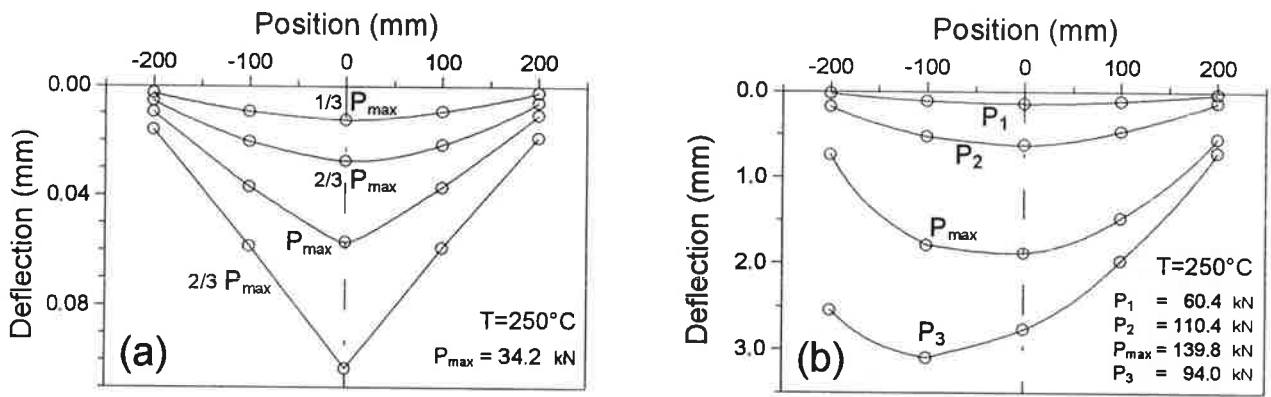


Fig. 7 - Diagrammi degli spostamenti verticali all'intradosso dopo ciclo a 250°C: (a) provino non armato DB2, e (b) provino armato DB5.

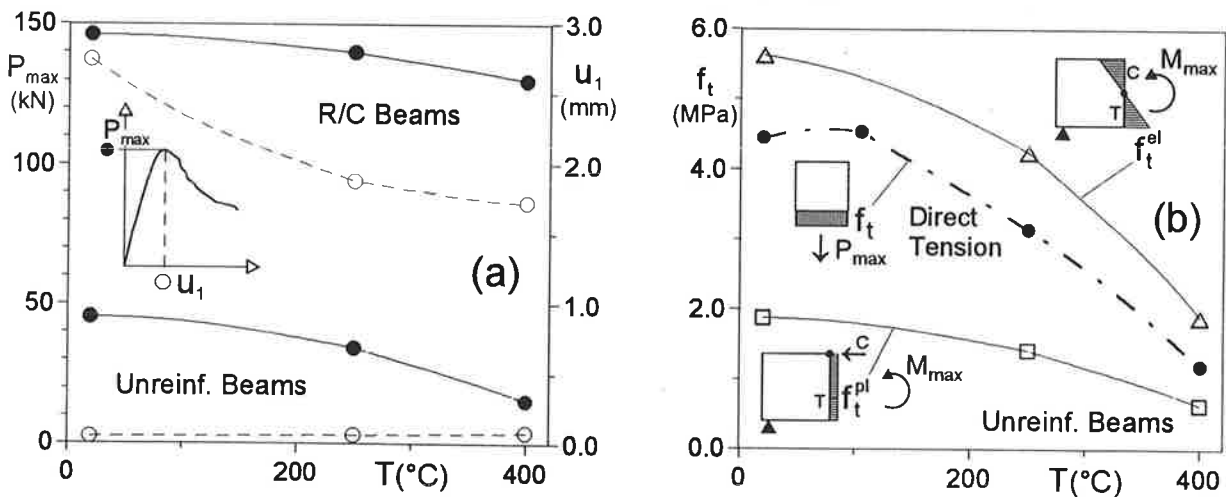


Fig. 8 - Diagrammi della capacità ultima delle travi e del corrispondente spostamento (a), e diagrammi della resistenza nominale a trazione del calcestruzzo (b) in funzione della temperatura del ciclo termico.

l'effettivo comportamento a trazione tende ad avvicinarsi a quello del modello plastico (f_t^{pl} e f_t diventano confrontabili). Infine, malgrado decresca la tenacità del materiale $K_{Ic} = (G_f E_c)^{1/2}$, la rapida riduzione della resistenza a trazione f_t fa sì che la lunghezza caratteristica $l_{ch} = G_f E_c / f_t^2$ aumenti [5]. Di conseguenza, il processo dissipativo legato alla propagazione della fessura coinvolge nella deformazione inelastica un volume crescente di materiale, a vantaggio della duttilità strutturale.

7. QUADRI FESSURATIVI E TENSIONI DI INTERFACCIA

Come già accennato, tutte le travi non armate si sono rotte per flessione, e quelle armate per taglio-flessione. Tuttavia, al collasso le travi armate mostrano uno scorrimento lungo una delle fessure originatesi a partire dagli appoggi, con un limitato schiacciamento in corrispondenza del punto di carico (Fig. 5, DB5).

Nelle travi non armate, il carico di picco è accompagnato da fessurazione molto limitata, con la formazione di 1-2 fessure (Fig. 5, DB2), che si estendono per circa il 35-45% dell'altezza della sezione. Dopo il picco solo una fessura continua a propagarsi mentre l'eventuale altra scompare. Le fessure sono leggermente frastagliate, con un'alternarsi di aggregati rotti ed enucleati, essendo più frequenti i primi a bassa temperatura e i secondi a temperatura più elevata, a causa della matrice danneggiata. L'apertura della fessura è essenzialmente una funzione lineare della distanza dall'apice (Fig. 9b), e la sua estensione cresce asintoticamente con l'apertura massima della fessura stessa (CMOD, si veda \otimes in Fig. 4).

Nei provini armati la fessurazione ha inizio a 1/3-1/5 del carico di picco ($T = 20-400^\circ\text{C}$) e si stabilizza all'85-60% del carico di picco ($T = 20-400^\circ\text{C}$), subito dopo ($T = 20^\circ\text{C}$) o nettamente prima ($T = 250-400^\circ\text{C}$) dello snervamento delle barre inferiori. Come nelle travi non armate, il quadro fessurativo non viene influenzato significativamente dalla temperatura, ma le fessure diventano più tortuose e frammentate dopo il ciclo a 400°C . La maggiore rugosità indotta dalla fessurazione termica può spiegare perché i meccanismi di interfaccia (coesione e ingranamento dell'aggregato) mantengano il loro ruolo o diventino addirittura più efficienti dopo un ciclo ad alta temperatura (si veda il capitolo seguente).

Al fine di valutare le tensioni di interfaccia, si è fatto riferimento ad una sezione specifica (sezione di riferimento). Nelle travi non armate, la sezione di riferimento è definita dalla fessura dominante (si sono osservate due fessure a 20 e 400°C , una sola dopo il ciclo a 250°C), e dal segmento che unisce l'apice della fessura all'estradosso della trave. Nelle travi armate, come fessura dominante è stata considerata quella più esterna che si propaga da un appoggio verso il punto di carico.

Sono state inoltre introdotte le seguenti ipotesi [12]:

1. Le deformazioni longitudinali ε_{sc} della parte non fessurata della sezione hanno un andamento lineare, e il comportamento del materiale è lineare in compressione e parabolico in trazione.
2. I due blocchi delimitati dalla sezione di riferimento ruotano rigidamente rispetto all'asse neutro.
3. Nei provini armati, le deformazioni degli strati di armatura variano linearmente con la distanza dall'asse neutro.
4. Nella sezione di riferimento, lo spostamento relativo δ tra i due lembi della fessura viene valutato in ciascun punto a partire dalla componente orizzontale δ_H (ottenuta dalle frange di moiré), tenuto conto dell'ipotesi 2 (Fig. 9a).
5. In ogni punto della fessura, l'apertura δ_n e lo scorrimento δ_t vengono calcolati localmente come componenti dello spostamento relativo totale δ lungo gli assi normale e tangente (Fig. 9a).
6. L'interfaccia fessurata, seppure di natura frattale, può essere descritta adeguatamente per mezzo di una poligonale (a 4 lati).
7. Le tensioni coesive σ_{coh} (trazione) vengono valutate per mezzo dell'equazione di Giuriani e Rosati (1986, Studi e Ricerche. V.8, Politecnico di Milano).
8. In ciascun punto, le tensioni da ingranamento τ_{agg} e σ_{agg} (compressione) vengono fornite dalle equazioni del Modello delle Fessure Scabre (Dei Poli et al., 1987, ASCE - Struc. Engrg, V.113, No.1).
9. L'azione di spinotto viene valutata considerando ciascuna barra come trave su suolo elastico incoerente, secondo l'equazione proposta da Dei Poli et al. (1992, ACI Struc. J., V.89, No.6). L'interazione con la forza assiale è stata introdotta in accordo con il criterio di Soroushian e Obaseki (1986, ACI J., V.83, No.4), che fa gradualmente diminuire l'efficacia dello spinotto per tensione assiale eccedente $0.8 f_{sy}$.
10. Il comportamento a trazione dell'armatura è assunto perfettamente elasto-plastico.

L'equilibrio del blocco compreso tra la sezione di riferimento e l'appoggio più vicino richiede che siano soddisfatte le seguenti tre condizioni:

$$(\Sigma M)_n = 0 \quad ; \quad \Sigma H = 0 \quad ; \quad \Sigma V = 0 \quad (1, 2, 3)$$

dove i momenti sono riferiti all'asse neutro.

Nei provini non armati, le condizioni 1 e 2 sono state utilizzate per valutare la coordinata x dell'asse neutro e la deformazione ε_{sc}^{max} al lembo compresso (Fig. 9a); in questo modo l'apice della fessura viene identificato come il punto avente $\varepsilon_{sc} = 0.2\%$ (trazione).

Nei provini armati (per livelli di carico elevati, $P/P_{max} > 0.8$), la posizione dell'asse neutro è stata assunta coincidente con l'apice della fessura, e le condizioni 1 e 2 sono state utilizzate per valutare le deformazioni ε_{sc}^{max} e ε_s^{max} (nel calcestruzzo al lembo

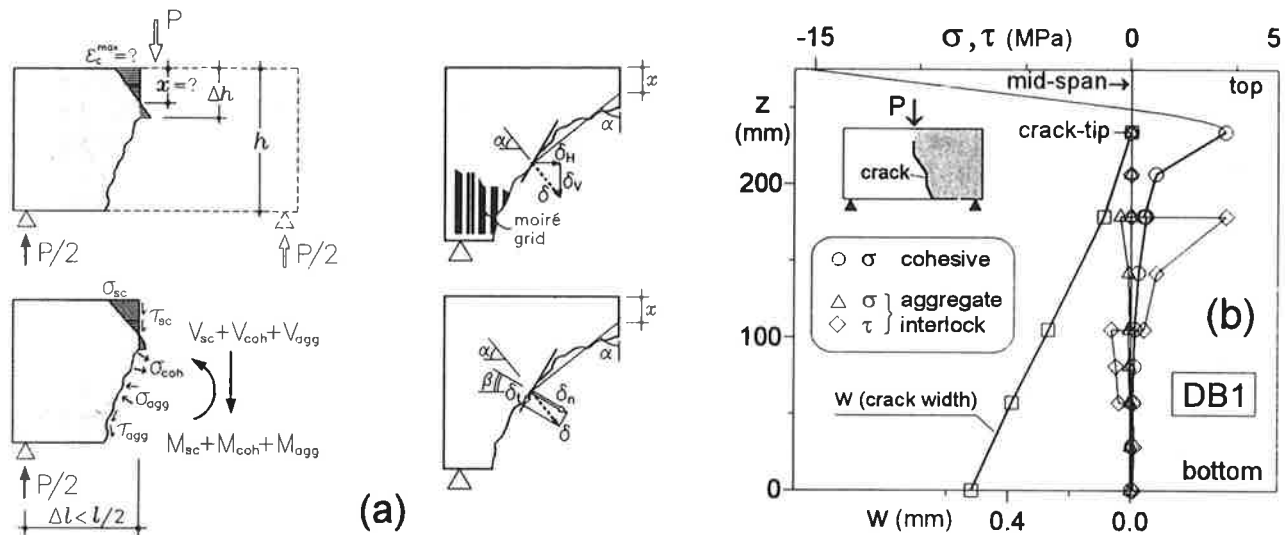


Fig. 9 - Equilibri a corpo rigido (a), e tipici diagrammi di tensioni e spostamenti in un provino non armato (b).

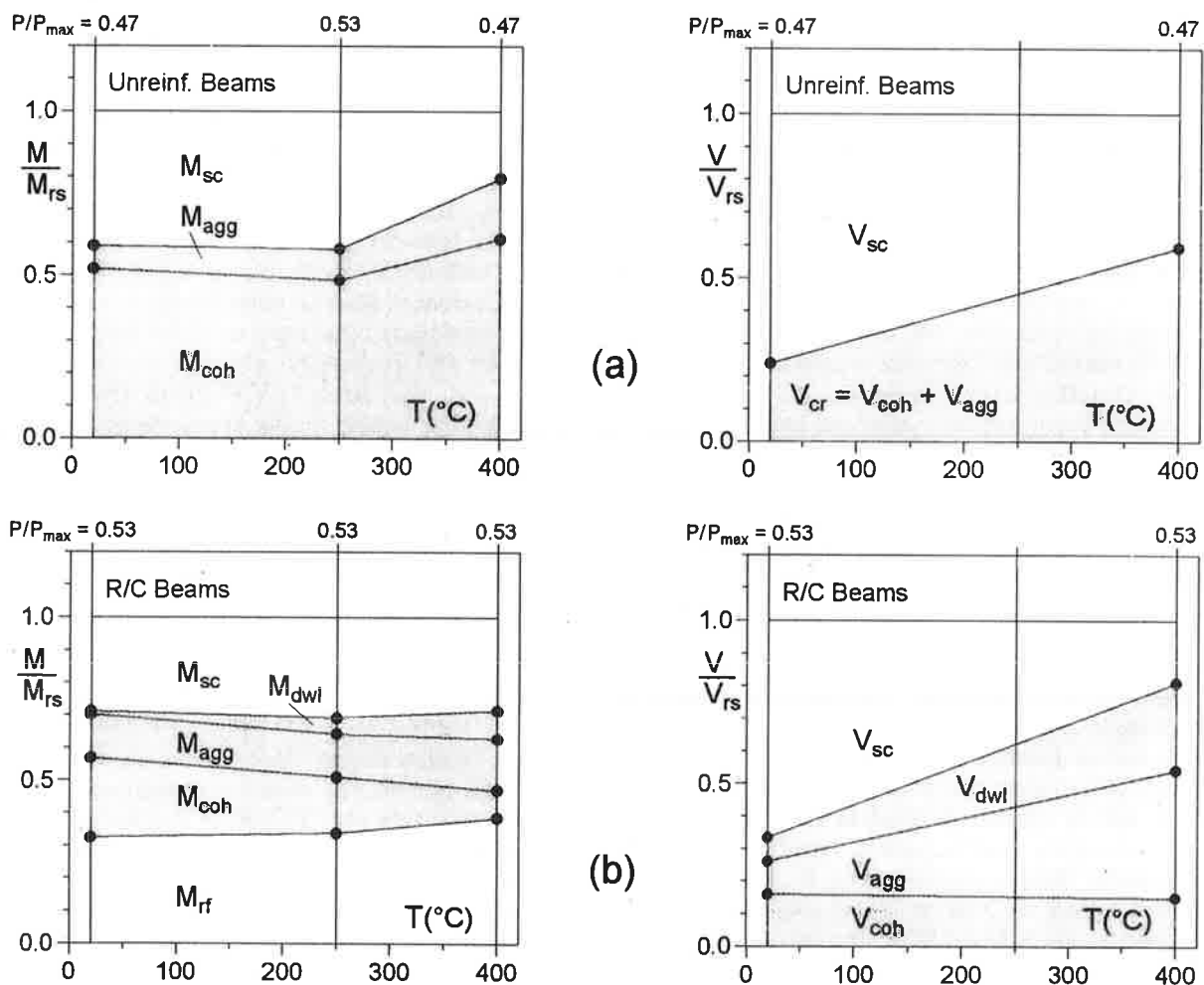


Fig. 10 - Ruolo dei meccanismi resistenti complementari a flessione e taglio nelle travi non armate (a) e nelle travi armate (b): le zone ombreggiate rappresentano il contributo dei meccanismi legati alla fessurazione.

compresso e nello strato inferiore d'armatura). Le barre inferiori sono state assunte snervate.

A bassi livelli di carico ($P/P_{\max} < 0.6$), la coordinata x dell'asse neutro e la deformazione ϵ_s^{\max} sono state introdotte come incognite, mentre la deformazione all'apice della fessura è stata assunta pari a 0.2‰.

Le Eq. 1 e 2 sono state risolte iterativamente, fino a quando lo squilibrio tra il momento resistente e quello applicato (M_{rs} e M_{ap}), e tra le risultanti di trazione e compressione (C e T) non risultasse inferiore al 5%:

$$|M_{rs} - M_{ap}| / M_{ap} \leq 0.05 ; |C - T| / C \leq 0.05 \quad (4, 5)$$

Una volta nota la cinematica della sezione di riferimento (ϵ_{sc}^{\max} , ϵ_s^{\max} , x), le tensioni normali nella sezione integra e le tensioni normali e tangenziali lungo la sezione fessurata possono essere valutate facilmente, così come le forze assiali e di taglio dell'armatura. Un esempio è mostrato in Fig. 9b, dove le tensioni e lo spostamento (apertura di fessura) sono riportati lungo la proiezione verticale della sezione di riferimento. Si noti che: (a) le tensioni coesive e di taglio raggiungono i 5 MPa, mentre le tensioni di contenimento prodotte dall'ingranamento degli aggregati non superano mai 1 MPa, e (b) il verso delle tensioni tangenziali (ingranamento) dipende dall'orientamento locale della fessura.

8. MECCANISMI RESISTENTI COMPLEMENTARI A FLESSIONE E TAGLIO

Nelle travi alte in calcestruzzo, l'efficienza dei meccanismi resistenti a flessione e taglio è legata essenzialmente (a) all'eventuale armatura, che sviluppa forze sia assiali che di taglio (azione di spinotto; le staffe non vengono qui considerate); (b) all'andamento delle fessure, dal momento che la loro tortuosità influenza sia la coesione che l'ingranamento; e (c) alla parte non fessurata della sezione, dove si trasmettono tensioni di compressione, trazione e taglio. Di conseguenza, in ogni sezione la capacità portante è rappresentata da un "momento resistente" M_{rs} e da un "taglio resistente" V_{rs} .

Nota la cinematica della sezione (in parte integra e in parte fessurata), la distribuzione delle tensioni può essere ottenuta come illustrato nel capitolo precedente, e possono essere quantificati i contributi al momento e al taglio resistenti. Per quanto riguarda il taglio, il contributo della parte integra (V_{sc}) non può essere valutato direttamente, essendo impossibile misurare la deformazione a taglio, ma una stima indicativa di V_{sc} è possibile sottraendo il contributo della parte fessurata V_{cr} dal taglio applicato V_{ap} (Eq. 3). I diversi contributi al momento resistente sono stati calcolati rispetto all'asse neutro.

Prima di esaminare il ruolo dei differenti meccanismi, è importante osservare che le travi non armate mostrano una fessurazione molto limitata prima del carico di picco; di conseguenza l'analisi dei

contributi resistenti è stata eseguita nella fase successiva, lungo il ramo discendente. In seguito si farà riferimento al livello di carico 0.5 (in realtà 0.47-0.53, ramo discendente, Fig. 10a).

Al contrario, le travi armate mostrano una fessurazione diffusa ben prima del carico di picco e, dal momento che in presenza di armatura il ramo discendente è meno interessante, i contributi resistenti sono stati valutati prima del picco. Sono stati considerati due livelli di carico (0.5 e 0.85), anche se si farà qui riferimento solo al livello 0.5 (0.53, ramo ascendente, Fig. 10b).

Nel seguito il termine "contributo dell'armatura" indica la sola forza assiale delle barre, mentre l'azione di spinotto è inclusa tra i meccanismi di interfaccia, come suggerito dal forte legame con la fessurazione.

Travi non armate (Fig. 10a)

Fino a 250°C, il danno termico non modifica sensibilmente l'importanza relativa della coesione (coh), dell'ingranamento (agg) e del calcestruzzo integro (sc), e la coesione fa la parte del leone (50% del momento resistente), mentre l'ingranamento dell'aggregato ha un ruolo minore ($\approx 10\%$). A temperature più elevate, il ruolo del calcestruzzo integro diminuisce, e il contributo combinato dei meccanismi legati alla fessurazione ($cr = coh + agg$) si avvicina all'80% dopo un ciclo a 400°C. Questa tendenza è confermata dai contributi a taglio, ma - sfortunatamente - la stima del ruolo della parte fessurata non è risultata affidabile per il ciclo a 250°C; di conseguenza, nei diagrammi del taglio non vengono riportati valori intermedi tra 20 e 400°C.

Travi armate (Fig. 10b)

L'armatura (rf), la sezione fessurata ($coh + agg + dwl$) e il calcestruzzo integro (sc) sono ugualmente efficaci nel resistere al momento applicato. Tuttavia il ruolo dell'armatura tende ad aumentare leggermente con la temperatura, dal momento che l'effetto dei cicli termici sull'acciaio è trascurabile (fino a 400-500°C). Allo stesso tempo il ruolo della coesione diminuisce, a causa della microfessurazione termica del calcestruzzo, mentre il ruolo dell'ingranamento e dell'azione di spinotto aumenta, a causa del maggiore spostamento relativo tra i lembi della fessura (principalmente scorrimento). L'importanza crescente dell'azione di spinotto e dell'ingranamento è confermata dai contributi a taglio, mentre il ruolo del calcestruzzo integro decresce rapidamente.

Riassumendo, nelle travi non armate i meccanismi di interfaccia mantengono o aumentano (oltre i 250°C) il loro ruolo, mentre il ruolo del calcestruzzo non fessurato diminuisce ($T = 20-400^\circ\text{C}$).

Nelle travi armate i meccanismi di interfaccia (coesione, ingranamento, azione di spinotto) mantengono o addirittura aumentano il loro contributo relativo, dato che sviluppano circa il 40% del momento resistente e dal 35% all'80% del taglio resistente ($T = 20-400^\circ\text{C}$).

9. CONCLUSIONI

Le prove su 6 travi alte in calcestruzzo semplice e armato, confezionate con un aggregato quarzítico e fumo di silice ($f_c = 72$ MPa), ed esposte ad un singolo ciclo termico ad alta temperatura (250-400°C), conducono alle seguenti conclusioni:

- (a) A dispetto del forte degrado termomeccanico del calcestruzzo, dopo un ciclo termico a 400°C la capacità ultima delle travi non armate è ancora vicina al 35% del valore originario, mentre la resistenza residua a trazione è solo il 25% rispetto al materiale vergine. Questo comportamento favorevole è il risultato della maggiore deformabilità inelastica del calcestruzzo, che consente una maggiore redistribuzione delle tensioni. Al contrario, la capacità ultima delle travi armate è poco affetta dal degrado del calcestruzzo ($\approx -10\%$ dopo un ciclo a 400°C), grazie alla scarsa sensibilità dell'acciaio per temperature fino a 500°C.
- (b) Le fessure diventano più tortuose dopo un ciclo ad alta temperatura, a causa della coalescenza delle microfessure termiche e di quelle indotte dal carico; in ogni caso, il panorama fessurativo al collasso consiste essenzialmente in una singola fessura nelle travi non armate, e in diverse fessure inclinate nelle travi armate (rispettivamente collasso per flessione e taglio-flessione).
- (c) Nelle travi alte non armate, dopo il carico di picco il ruolo dei meccanismi resistenti legati alla fessurazione (coesione + ingranamento) tende ad aumentare con la temperatura, ed è circa del 60% (taglio) e dell'80% (flessione) dopo un ciclo a 400°C. Questo comportamento favorevole è da imputare all'aumentata scabrezza della fessura, con minore rottura e maggiore enucleazione degli aggregati.
- (d) Nelle travi armate, una quota sostanziale del momento applicato viene assorbita dall'armatura (35-60% con $P/P_{max} = 0.50-0.85$), senza apprezzabili variazioni indotte dalla temperatura. Di conseguenza il ruolo dei meccanismi legati alla fessurazione (coesione + ingranamento + azione di spinotto) è globalmente stabile, con riguardo alla flessione. Relativamente al taglio, il ruolo dei meccanismi citati aumenta sensibilmente con la temperatura.

In sintesi, i meccanismi di interfaccia compensano efficacemente il degrado termomeccanico del calcestruzzo.

RINGRAZIAMENTI

Il programma di ricerca ha goduto di finanziamento da parte del CNR ("Materiali Speciali per le Costruzioni") e dell'ENEA (Contratto di Ricerca No. 1794/20-3-95). Si ringraziano in particolare gli Ingg. Franco Corsi e Giuseppe Giannuzzi dell'ENEA per la continua e preziosa collaborazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP (1994), "Application of High-Performance Concrete", Bulletin d'Information No.222, Working Group on High-Strength/High-Performance Concrete. Chairman I. Holand, 65 pp.
- [2] WEBB J. (1993), "High-Strength Concrete: Economics, Design and Ductility", Concrete International No.1, pp.27-32.
- [3] DIEDERICHS U., JUMPPANEN U.M., and PENTTALA V. (1989), "Behaviour of high-strength concrete at high temperature", Report 92, Helsinki University of Technology, Dept. of Civil Engineering, Helsinki (Finland), 76 pp.
- [4] CHAN S.Y.N., PENG G.F., and CHAN J.K.W. (1996), "Comparison between high-strength concrete and normal-strength concrete subjected to high temperature", Materials and Structures, RILEM, V.29, pp.616-619.
- [5] FELICETTI R., GAMBAROVA P.G., ROSATI G., CORSI F., and GIANNUZZI G. (1996), "Residual mechanical properties of high-strength concretes subjected to high-temperature cycles", Trans. 4th Int. Symposium on Utilization of HSC/HPC, Paris (France), pp.579-588.
- [6] RILEM-COMMITTEE 44-PHT (1985), "Behaviour of Concrete at High Temperatures", Ed. by U. Schneider, Dept. Civil Engrg, Gesamthochschule, Kassel Univ., Kassel (Germany), 122 pp.
- [7] GHOSH S., and NASSER K.W. (1996), "Effects of High Temperature and Pressure on Strength and Elasticity of Lignite Fly Ash and Silica Fume Concrete", ACI Materials J., V.93, No.1, pp.51-60.
- [8] BAZANT Z.P., and THONGUTHAI W. (1979), "Pore pressure in heated concrete walls: theoretical prediction", Magazine of Concrete Research, V.31, No.107, pp.67-76.
- [9] FELICETTI R., GAMBAROVA P.G., e VOLPE M. (1995), "In tema di comportamento termomeccanico di calcestruzzi ad alta resistenza soggetti ad alta temperatura", Studi e Ricerche, V.16, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano, pp.59-92.
- [10] STEVENSON J.D., EIBL J., CURBACH M., JOHNSON T.E., DAYE M.A., RIERA J.D., KRUTZIK N.J., NEMET J., and IYENGAR K.T.S. (1992), "Advances in analysis and design of concrete structures, metal containments and linear plates for extreme loads", Nuclear Engineering and Design, No.134, pp.87-107.
- [11] DE PAIVA H.A.R., and SIESS C.P. (1965), "Strength and Behavior of Deep Beams in Shear", ASCE, J. of the Struc. Div., V.91, pp.19-41.
- [12] SEMIGLIA M. (1996), "Effetti dell'alta temperatura sulle strutture in calcestruzzo ad alte prestazioni: le travi alte", Tesi di Laurea, Polit. di Milano, 222 pp.

STIMA DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DEL CALCESTRUZZO NELL'AMBITO DELLA TEORIA DEI NUMERI SFOCATI

Paola FERRARI e Marco SAVOIA

Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni,
Viale Risorgimento 2, 40136, Bologna.

SOMMARIO

Si propone un criterio per la valutazione della resistenza del calcestruzzo e del suo valore caratteristico qualora si abbiano a disposizione solo pochi dati sperimentali. Si definiscono degli intervalli per la funzione di distribuzione cumulativa ai quali si attribuiscono differenti livelli di confidenza, la cui ampiezza dipende dal numero di dati a disposizione. Si propone quindi una rappresentazione di tali informazioni tramite la teoria dei numeri sfocati e si determina il numero rappresentativo del valore caratteristico di resistenza del calcestruzzo, la cui larghezza indica l'incertezza con la quale tale quantità è stata ottenuta.

SUMMARY

A new method for the evaluation of characteristic value of concrete strength is proposed, to be used when few experimental data only are available. Intervals for the cumulative distribution function are defined, whose amplitude is related with the number of experimental data. Fuzzy number theory is used to represent the body of information. The fuzzy number giving the characteristic value of concrete strength is obtained, whose support amplitude indicates the uncertainty related with the scarcity of data.

1. INTRODUZIONE

Il valore caratteristico di una resistenza è, per definizione, un frattile di ordine prefissato (solitamente 5%) della sua distribuzione di probabilità. Tuttavia, esso assume valenze diverse a seconda dell'ambito nel quale se ne richiede la valutazione: il progetto di una struttura (nell'ambito del metodo semi-probabilistico) o la valutazione del suo grado di sicurezza (verifica).

Nel primo caso il valore caratteristico ha perso parte del suo significato statistico originario e rappresenta un valore scelto a priori come base comune per il progetto e le norme per l'accettazione del materiale [1].

Qualora invece sia richiesta la valutazione del grado di sicurezza della struttura, le distribuzioni di probabilità delle azioni e delle resistenze sono la base per calcolare la probabilità di crisi. Tuttavia, il problema è di tale complessità nelle applicazioni reali da non poter essere

risolto se non in casi molto semplici. Infatti, a monte dell'analisi è richiesta la valutazione di molte quantità la cui natura intrinseca non è probabilistica (quale ad esempio l'intervento di errori umani di calcolo o messa in opera) e che possono aumentare anche di due ordini di grandezza la probabilità di crisi reale rispetto a quella calcolata. Possono inoltre entrare in gioco quantità la cui natura è aleatoria, ma per le quali il numero di dati a disposizione è inferiore a quello necessario per una corretta trattazione statistica. Infatti, per la determinazione della probabilità di crisi sono necessari frattili delle resistenze dei materiali molto piccoli (ad esempio 0.001) la cui valutazione è soggetta a grandi incertezze, in quanto richiede un numero elevatissimo di risultanze sperimentali appartenenti ad un lotto sufficientemente omogeneo (almeno 1000 per stimare correttamente un frattile di ordine 0.001). Il problema risulta ancora più significativo per strutture di modesta

importanza, per le quali è previsto di poter condurre la verifica sperimentale solo su un modesto numero di campioni.

Il problema della stima della crisi di una struttura nell'ambito della teoria della probabilità assume quindi spesso una valenza convenzionale. Per questo motivo, il problema può forse essere più coerentemente impostato nell'ambito della teoria dei numeri sfocati [2, 3]. I numeri sfocati si sono infatti a tutt'oggi rivelati molto efficaci in molti campi dell'ingegneria quando le variabili alla base dell'analisi sono definite in modo incerto oppure addirittura soggettivo [4, 5]. Un numero sfocato è un intervallo ai cui elementi viene assegnato un grado di appartenenza (compreso tra 0 ed 1) che rappresenta il livello di confidenza che si attribuisce ad essi. I valori estremi 0 ed 1 vengono assegnati agli elementi ai quali si attribuisce rispettivamente confidenza nulla e massima di rappresentare il valore esatto.

Per valutare la resistenza caratteristica dei materiali sulla base di pochi dati è in genere necessario scegliere la classe di funzioni di probabilità (funzione di uno o più parametri incogniti) tra le quali cercare quella che meglio si adatta ai risultati sperimentali. In questo caso, la scelta della classe di funzioni diventa determinante per l'estrapolazione dei risultati fino a frattili di ordine piccolo. Ad esempio, studi basati su estese campagne sperimentali hanno indicato che la funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della resistenza del calcestruzzo più idonea è quella lognormale [1].

Nel presente lavoro è stato affrontato il problema della valutazione della resistenza del calcestruzzo nel caso di grandi e piccoli campionamenti.

Nel primo caso sono stati descritti i criteri per condurre una stima puntuale (parametrica e non). Sono stati quindi utilizzati i risultati sperimentali dell'estesa campagna di prove riportati in [6], riguardante calcestruzzi a maturazione sia naturale che a vapore e per differenti scadenze di prova (28 gg e 365 gg). Per diversi tipi di curve di distribuzione sono stati determinati i valori ottimi di due parametri incogniti. L'indagine statistica ha confermato che la distribuzione di probabilità lognormale è la più efficace soprattutto nella rappresentazione delle code delle distribuzioni.

Quando il numero di dati a disposizione è piccolo, le funzioni costruite con i criteri di cui sopra possono essere anche sensibilmente diverse da quelle esatte. È stata pertanto condotta una stima per intervalli della CDF che ha consentito di definire dei fusi ai quali vengono attribuiti differenti livelli di confidenza di contenere la distribuzione $F(x)$; la larghezza di tali fusi è inversamente proporzionale alla radice quadrata della dimensione del campione.

I fusi di confidenza sono stati utilizzati per definire la funzione di appartenenza della variabile che

rappresenta la resistenza del calcestruzzo. La massima confidenza è attribuita ai valori previsti dalla CDF che meglio approssima i dati sperimentali, mentre l'ampiezza del numero sfocato viene correlata all'ampiezza delle bande di confidenza ricavate nell'analisi statistica. Viene infine ricavato il numero sfocato che rappresenta la resistenza caratteristica. La larghezza del supporto del numero sfocato consente di valutare l'incertezza con la quale la quantità è conosciuta; essa, come è lecito aspettarsi, risulta tanto maggiore quanto più piccolo è il numero di dati disponibili.

2. INFERENZA STATISTICA

Nella teoria della statistica, il processo di ricerca di informazioni che riguardano una popolazione di dati a partire da campionamenti casuali della stessa viene denominato *inferenza* o *induzione statistica* (*statistical inference*). L'inferenza statistica si riconduce in generale ad una *stima* ovvero a verificare l'attendibilità in senso statistico di una o più ipotesi (*hypotesis testing*).

Nei problemi di stima si suppone che una determinata caratteristica della popolazione esaminata possa essere rappresentata da una variabile aleatoria X di cui non è nota la funzione densità di probabilità $f(x)$. Si hanno a disposizione un certo numero di osservazioni n che forniscono i valori x_1, x_2, \dots, x_n del campione casuale X_1, X_2, \dots, X_n ; a partire da questi si vogliono trarre delle informazioni sulla caratteristica della popolazione oggetto di studio.

2.1 Stima parametrica

Si consideri il caso in cui la forma della distribuzione di densità di probabilità sia nota a meno del valore assunto da un certo numero di parametri $\theta_1, \dots, \theta_k$, cioè si possa esprimere come

$$f(x) = f(x; \theta_1, \dots, \theta_k) = f(x; \theta_j) \quad (1)$$

Si definisce *stima parametrica* (*parametric estimation*) il procedimento che fornisce una stima dei parametri $\theta_j, j = 1, \dots, k$ ovvero di una loro funzione $\tau(\theta_j)$.

2.2 Stima puntuale

Una stima è detta *puntuale* (*point estimation*) quando il procedimento di inferenza è finalizzato ad ottenere una statistica, cioè una funzione delle variabili aleatorie che costituiscono il campione,

$$T = t(X_1, \dots, X_n) \quad (2)$$

detta *stimatore*, che fornisce per i valori noti del campione $X_i, i = 1, \dots, n$ la stima $t(x_1, \dots, x_n)$ ritenuta ottima di $\tau(\theta_j)$. Si noti che lo stimatore T , essendo una funzione di variabili aleatorie, è a sua volta una variabile aleatoria, mentre la stima $t(x_1, \dots, x_n)$ è il valore che la funzione t assume per i valori x_i del campione X_i .

In un procedimento di stima puntuale è necessario innanzitutto definire il metodo per ottenere lo stimatore. A tale scopo sono disponibili in letteratura diversi criteri; tra questi i più utilizzati sono il metodo dei momenti (*method of moments*), il metodo della massima verosimiglianza (*maximum likelihood method*), il metodo del minimo χ^2 (*minimum-chi-square method*), il metodo della minima distanza (*minimum-distance method*).

In generale, poiché i criteri di cui sopra sono basati su assunti differenti, più o meno intuitivi, essi forniscono per il medesimo problema stimatori diversi. Il problema successivo da affrontare è quindi quello di individuare il migliore tra essi.

Poiché uno stimatore è una variabile aleatoria la cui distribuzione fornisce indicazioni su come sono distribuiti i valori t che T può assumere, una proprietà che esso deve avere è che i suoi valori siano distribuiti in prossimità di $\tau(\theta_j)$, cioè lo stimatore T deve essere *chiuso* su $\tau(\theta_j)$. In altre parole, poiché in una distribuzione valore medio e varianza rappresentano rispettivamente *posizione (location)* e *intervallo di variabilità (spread)* si deve controllare che lo stimatore abbia un valore medio prossimo o uguale a $\tau(\theta_j)$ e varianza piccola.

L'errore quadratico medio (MSE) è un parametro che quantifica la chiusura e quindi la bontà di uno stimatore; esso è definito come⁽¹⁾:

$$\text{MSE}_t(\theta_j) = E_{\theta_j} [(T - \tau(\theta_j))^2] \quad (3)$$

ed esprime il valore aspettato dell'errore che si commette stimando $\tau(\theta_j)$ con T . Tra due o più stimatori è di conseguenza logico preferire quello con minore MSE.

Spesso tuttavia non è possibile individuare lo stimatore col minor MSE per qualsiasi valore di θ_j . Per questo motivo può risultare necessario restringere la classe degli stimatori considerati a tutti e solo a quelli che soddisfano determinate proprietà. Una di queste proprietà è la *non distorsione*. Si definisce *distorsione (bias)* la differenza tra la funzione da stimare e la speranza matematica dello stimatore

$$b(T) = \tau(\theta_j) - E_{\theta_j} [T] \quad (4)$$

Uno stimatore si dice *non distorto (unbiased)* o *non affetto da errore sistematico* se e soltanto se la distorsione è nulla per qualsiasi valore dei parametri θ_j .

In questo caso, poiché

$$\text{MSE}_t(\theta_j) = \text{Var}_{\theta_j} [T] + \{\tau(\theta_j) - E_{\theta_j} (T)\}^2 \quad (5)$$

il criterio del minimo valore di MSE si riduce a minimizzare la varianza dello stimatore: tra tutti i possibili stimatori senza distorsione, lo stimatore *efficiente* è quello cui corrisponde la minima varianza.

I concetti precedentemente introdotti si riferiscono sempre ad un assegnato numero n di dati del campionamento. Poiché lo stimatore è funzione di n variabili aleatorie è utile esplicitare questa dipendenza

$$T_n = t_n(X_1, \dots, X_n) \quad (6)$$

e verificare come variano le proprietà dello stimatore con n . Una sequenza di stimatori T_1, \dots, T_n è *consistente (MSE consistent)* o *corretta* se, per ogni $\theta_1, \dots, \theta_j$:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} E_{\theta_j} [T - \tau(\theta_j)]^2 = 0 \quad (7)$$

cioè se sia distorsione che varianza dello stimatore tendono a zero asintoticamente per $n \rightarrow \infty$. La *consistenza* dello stimatore è, per grandi campioni, l'equivalente della bontà della *chiusura* per piccoli campioni.

2.3 Stima per intervalli

Un approccio alternativo alla stima puntuale è quello di individuare un intervallo con un assegnato valore di probabilità di contenere il valore vero di $\tau(\theta_j)$. In questo modo può essere reso esplicito il grado di incertezza intrinseco nella valutazione della quantità da stimare, qualora il numero di dati del campione non sia elevato.

La *stima per intervalli* fornisce due statistiche

$$L = l(X_1, \dots, X_n), \quad U = u(X_1, \dots, X_n) \quad (8)$$

tali che l'intervallo $[l(X_i), u(X_i)]$ possiede una assegnata probabilità γ di contenere $\tau(\theta_j)$:

$$P_{\theta_j} [L < \tau(\theta_j) < U] = \gamma \quad (9)$$

dove γ non dipende dai parametri θ_j . Le variabili aleatorie L ed U sono dette *limiti di confidenza superiore ed inferiore* e γ è il *coefficiente di confidenza*.

Il *pivotal-method* consiste nell'individuare innanzitutto una funzione pivot (*pivotal quantity*) $Q = q(X_1, \dots, X_n, \theta_j)$ con distribuzione nota e che non dipende dai parametri θ_j da stimare. Fissato il coefficiente di confidenza si individua l'intervallo che ha probabilità γ di contenere Q per poi risalire all'intervallo con la stessa

(1) $E[X]$ indica la speranza matematica della variabile aleatoria X .

probabilità di contenere $\tau(\theta_j)$. Quando non è possibile individuare una funzione *pivot*, è necessario utilizzare tecniche di determinazione degli intervalli di carattere più generale [7].

3. INFERENZA DELLA DISTRIBUZIONE DI PROBABILITÀ

Se la distribuzione di probabilità non può essere espressa in forma di funzionale, cioè se non si conosce la famiglia di distribuzioni a cui appartiene, si deve condurre una stima *non parametrica* o a *distribuzione libera*. Nel seguito si tratta il caso in cui scopo dell'inferenza è stimare la distribuzione di probabilità (*cumulative distribution function*, CDF) della variabile aleatoria.

3.1 Distribuzione di probabilità campionaria

Si consideri il campione casuale X_1, \dots, X_n estratto da una popolazione con assegnata CDF $F(x)$. Si definisce *distribuzione di probabilità campionaria* (*sample cumulative distribution function*, SCDF) la funzione⁽²⁾

$$F_n(x) = \frac{n^\circ \text{di } X_i \leq x}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{(-\infty, x]}(X_i) \quad (10)$$

Considerando un campionamento costituito da una sola osservazione X_1 , la CDF $F(x)$ esprime, per un fissato valore di x , la probabilità che il valore osservato sia inferiore ad x . Se si assume che l'esperimento ha successo se $X_1 \leq x$ e non successo se $X_1 > x$, si ottiene una prova di Bernoulli con variabile aleatoria

$$Y = I_{(-\infty, x]}(X) \quad (11)$$

e distribuzione [7]:

$$f(y) = F(x)^y (1 - F(x))^{1-y} I_{\{0,1\}}(y) \quad (12)$$

Il campione casuale $X_i, i=1, \dots, n$ può essere interpretato come una serie di n prove di Bernoulli e la probabilità che si verifichino z successi (ed $n-z$ insuccessi) è fornita dalla distribuzione di tipo binomiale

$$f(z) = \binom{n}{z} F(x)^z [1 - F(x)]^{n-z} \quad \text{con } z=0, 1, \dots, n \quad (13)$$

Si dimostra che la (13) coincide con la densità di probabilità di $F_n(x)$ per n ed x assegnati [7]. Infatti

(2) La funzione $I_A(x)$ è pari ad 1 per $x \in A$ e 0 per $x \notin A$.

osservando che la SCDF può assumere, per un fissato x , gli $n+1$ valori $0, 1/n, 2/n, \dots, n/n$, e che si registrano z successi sse $\sum y_i = z$ e quindi, per la (10), sse $F_n(x) = z/n$, la (13) fornisce la probabilità che la CDF assuma ciascuno di questi valori.

In virtù delle proprietà delle distribuzioni binomiali, per qualsiasi n ed un generico x , il valore medio della SCDF coincide con il valore della CDF:

$$E[F_n(x)] = \sum_{z=0}^n \frac{z}{n} \binom{n}{z} F(x)^z [1 - F(x)]^{n-z} = F(x) \quad (14)$$

mentre la sua varianza è

$$\text{var}[F_n(x)] = \frac{1}{n} F(x)[1 - F(x)] \quad (15)$$

La (14) mostra che la SCDF è, per ogni x , uno stimatore non distorto della CDF. Inoltre, poiché per $n \rightarrow \infty$ la varianza tende a zero, $F_n(x)$ è uno stimatore asintoticamente consistente della stessa.

Infine, dalla definizione (10) si può osservare che la SCDF rappresenta la media campionaria della variabile Y definita nella (11). In virtù del teorema del limite centrale si può concludere che la SCDF ha una distribuzione che tende asintoticamente (per $n \rightarrow \infty$) ad essere normale, con valore medio e varianza espressi dalle (14, 15).

3.2 Test di Kolmogorov-Smirnov e bande di confidenza

Si può dimostrare che la variabile aleatoria

$$D_n = \sup_{-\infty < x < \infty} |F_n(x) - F(x)| \quad (16)$$

possiede una CDF $F(d_n)$ che non dipende dalla distribuzione $F(x)$ da cui è stata dedotta, ma solo dalla dimensione n del campione. Essa può quindi essere utilizzata per controllare, a partire da una popolazione di dati della quale non si conosce la distribuzione di probabilità $F(x)$, l'attendibilità di una funzione $F_0(x)$ scelta per approssimare $F(x)$ stessa.

L'ipotesi che si vuole testare in senso statistico è \mathcal{H}_0 : " $F_0(x)$ approssima bene $F(x)$ ". Il *test di Kolmogorov-Smirnov* afferma che la funzione $F_0(x)$ è accettabile come approssimante se la variabile aleatoria

$$K_n = \sup_{-\infty < x < \infty} |F_n(x) - F_0(x)| \quad (17)$$

ha una distribuzione simile a quella di D_n . Ne consegue che, fissato un valore α (ad esempio 0.10), e determi-

nato il valore critico $d_n^{1-\alpha}$ tale che $F(d_n^{1-\alpha}) = 1-\alpha$, cioè per il quale $P[D_n > d_n^{1-\alpha}] = \alpha$, il valore di K_n calcolato con i dati a disposizione deve avere il $(1-\alpha)100\%$ di probabilità di essere minore di $d_n^{1-\alpha}$.

Dal punto di vista operativo il test di Kolmogorov consiste nel determinare il valore critico in funzione della dimensione dell'errore (α) e del campionamento (n); si rigetta l'ipotesi \mathcal{H}_0 se k_n è maggiore di $d_n^{1-\alpha}$.

Seguendo il procedimento illustrato in [7], la variabile D_n definita nella (16) può essere utilizzata per individuare delle bande di confidenza a ciascuna delle quali corrisponde una assegnata probabilità di contenere la CDF. In altre parole essa può essere utilizzata come funzione *pivot*. A questo scopo, fissato il valore del coefficiente di confidenza γ si determina d_n^γ tale che $F(d_n^\gamma) = \gamma$. Ne consegue che

$$P[L_n^\gamma(x) \leq F(x) \leq U_n^\gamma(x)] = \gamma \quad (18)$$

dove gli stimatori degli estremi inferiore e superiore dell'intervallo di confidenza assumono la forma (vedi Figura 1(a)):

$$L_n^\gamma(x) = \max[0, F_n(x) - d_n^\gamma]$$

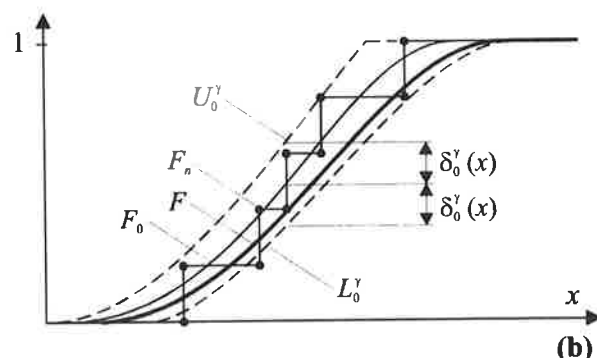
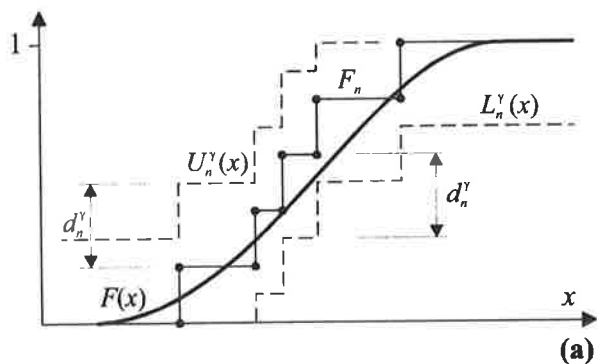


Figura 1: (a) Bande di confidenza secondo Kolmogorov. (b) Fusi di confidenza utilizzando il criterio proposto.

$$U_n^\gamma(x) = \min[F_n(x) + d_n^\gamma, 1] \quad (19)$$

Per n sufficientemente grande ($n > 20$), $d_n^\gamma \approx d^\gamma / \sqrt{n}$, dove d^γ non dipende da n . Pertanto, come è lecito aspettarsi, la larghezza dell'intervallo di confidenza tende a zero, seppure lentamente, quando il numero di valori n tende all'infinito.

4. RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO - STIMA CON PICCOLI CAMPIONI

Usualmente, il numero di campioni a disposizione per la valutazione della resistenza caratteristica del calcestruzzo non è sufficiente per condurre un'analisi statistica puntuale come descritta nel paragrafo 2.2. Per strutture in cemento armato di modesta importanza (inferiori a 100 m^3 di getto), ad esempio, la normativa richiede solo che siano effettuati almeno tre prelievi. In questo caso è preferibile condurre una stima per intervalli a causa delle notevoli incertezze indotte dalla scarsità di dati. Una analisi di questo tipo consente infatti di conoscere il livello di confidenza associato all'intervallo di stima.

Il criterio di stima descritto nel paragrafo 3.2 presenta tuttavia l'inconveniente di fornire bande di confidenza di ampiezza costante e che non forniscono indicazioni utili per la valutazione delle code della distribuzione (vedi Figura 1(a)). Inoltre, poiché gli intervalli di confidenza si costruiscono a partire dalla SCDF, il criterio fornisce bande delimitate dalle funzioni discontinue a tratti definite nelle (19) le quali, per piccoli campioni, risultano dipendere eccessivamente dai valori dei singoli dati.

Nel seguito si presenta un criterio di stima per intervalli che consente di individuare, anziché bande di confidenza discontinue a tratti e ad ampiezza costante, dei fusi di confidenza continui la cui ampiezza si riduce per frattili di ordine prossimo a zero e all'unità.

Il concetto informatore su cui si basa è, anziché il controllo della convergenza globale della SCDF nei confronti della CDF (cioè di $\sup|F_n(x) - F(x)|$) come nel paragrafo 3.2, la definizione di una variabile aleatoria che quantifica la convergenza locale, cioè per un generico valore di x .

Nel paragrafo 3.1 si è mostrato che, per ogni x , la SCDF $F_n(x)$ costituisce una variabile aleatoria la cui distribuzione di densità di probabilità (13) può essere approssimata, per il teorema del limite centrale, con una distribuzione normale. A partire da questo risultato è possibile, introdotta la variabile aleatoria

$$\Delta_n(x) = |F(x) - F_n(x)| \quad (20)$$

definire la CDF che fornisce la probabilità che la distanza tra la $F(x)$ e la $F_n(x)$ sia minore od uguale ad un assegnato valore γ :

$$F(\delta_n(x)) = P[|F(x) - F_n(x)| \leq \delta_n(x)] = \gamma \quad (21)$$

Nel seguito si indicherà con $\delta_n^\gamma(x)$ il valore di $\Delta_n(x)$ associato dalla (21) a γ : fissati n e γ esso risulta una funzione continua di x . Il vantaggio di tale modo di procedere risiede nel fatto che, fissato il valore γ , la (21) individua attraverso la funzione $\delta_n^\gamma(x)$ un fuso di confidenza la cui ampiezza non è costante come quella calcolata utilizzando le (18, 19). In particolare, l'ampiezza tende a zero quando $F(x)$ tende a zero o all'unità (cioè in corrispondenza dei frattili estremi). Tuttavia, mentre l'ampiezza delle bande costruite a partire dalle (18, 19) è indipendente da $F(x)$ in quanto la distribuzione di D_n è libera, per la valutazione della semiampiezza $\delta_n^\gamma(x)$ dei fusi di confidenza occorre a rigore conoscere la CDF $F(x)$.

Si propone di stimare l'ampiezza dei fusi sulla base di una funzione $F_0(x)$, approssimante la CDF, precedentemente ottenuta con una stima parametrica o non parametrica puntuale secondo i criteri di cui al paragrafo 2.2. In altre parole si ipotizza che la distribuzione di $F_n(x)$ possa essere ben approssimata da una distribuzione normale con valore medio e varianza:

$$E[F_n(x)] \approx F_0(x)$$

$$\text{var}[F_n(x)] \approx (1/n) F_0(x) [1 - F_0(x)] \quad (22)$$

e, a partire da questa, si determina la distribuzione $F_n(\delta_n(x))$. Gli intervalli di confidenza

$$[F_n(x) - \delta_n^\gamma(x), F_n(x) + \delta_n^\gamma(x)] \quad (23)$$

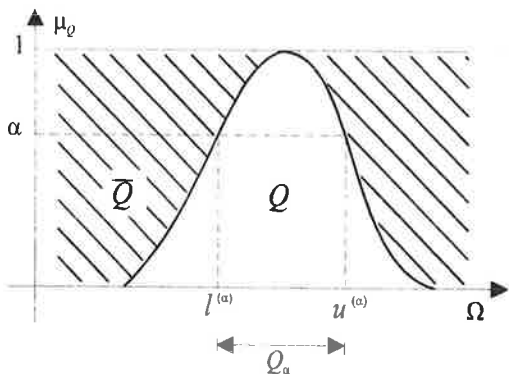


Figura 2: Rappresentazione di un numero sfocato per sottoinsiemi al livello α di appartenenza.

corrispondenti ad assegnati valori di probabilità γ di contenere la CDF hanno estremi espressi da funzioni della variabile x discontinue in prossimità dei valori del campione come con il criterio di cui al paragrafo 3.2.

Per eliminare questo inconveniente si introduce l'ulteriore ipotesi:

$$P[|F(x) - F_n(x)| \leq \delta_n(x)] \approx P[|F(x) - F_0(x)| \leq \delta_n(x)] \quad (24)$$

cioè si introduce la variabile aleatoria

$$\Delta_0(x) = |F(x) - F_0(x)| \quad (25)$$

e se ne approssima la distribuzione di probabilità con quella di $\Delta_n(x)$. Per ogni x si individuano intervalli del tipo (vedi Figura 1(b)):

$$I_n^\gamma(x) = [L_n^\gamma(x), U_n^\gamma(x)] \quad (26)$$

i cui estremi sono così definiti:

$$L_0^\gamma(x) = F_0(x) - \delta_0^\gamma(x) \quad U_0^\gamma(x) = F_0(x) + \delta_0^\gamma(x) \quad (27)$$

Poiché gli intervalli sono funzione di x , essi forniscono dei fusi di confidenza ad assegnati valori di probabilità γ .

Si osservi che, per $n \rightarrow \infty$, $F_n(x) \rightarrow F(x)$ e, se $F_0(x)$ è asintoticamente consistente, anche $F_0(x) \rightarrow F(x)$; le assunzioni (22, 24) sono quindi asintoticamente corrette. Tali assunzioni, non direttamente inquadrabili nell'ambito della teoria della statistica nel caso di piccoli campioni, consentono tuttavia di definire un criterio per assegnare la funzione di appartenenza delle variabili in esame nell'ambito della teoria dei numeri sfocati.

5. TEORIA DEI NUMERI SFOCATI E ANALISI PER INTERVALLI

5.1 I numeri sfocati

Un insieme sfocato (normalizzato) Q viene rappresentato fornendo, per ogni valore ω dell'insieme di riferimento Ω , un grado di appartenenza a Q compreso tra 0 ed 1, detta funzione di appartenenza $\mu_Q(\omega)$. Se essa assume solamente i valori 0 oppure 1, Q rappresenta un sottoinsieme ordinario, ove il punto $\omega \in Q$ se $\mu_Q = 1$, e $\omega \in \bar{Q} = \Omega - Q$ (l'insieme complementare di Q) se $\mu_Q = 0$. Se invece $\mu_Q(\omega) \in [0, 1]$, il confine tra i sottoinsiemi Q e \bar{Q} è sfocato, cioè vi è un intervallo di punti che

possiedono un grado di appartenenza μ_Q a Q ed un grado di appartenenza $1-\mu_Q$ a \bar{Q} (vedi Figura 2).

La rappresentazione di una quantità tramite numeri sfocati costituisce un'evoluzione rispetto al concetto ordinario dell'analisi per intervalli, nella quale le variabili sono descritte tramite intervalli i cui valori sono considerati equamente validi a rappresentare il valore reale della variabile. Con i numeri sfocati è invece possibile, qualora le informazioni a disposizione lo consentano, assegnare livelli di confidenza diversi ad intervalli differenti. Un insieme sfocato viene rappresentato definendo i sottoinsiemi al livello α di appartenenza (α -cuts), contenenti i punti il cui grado di appartenenza è maggiore o uguale ad α (Figura 2):

$$Q_\alpha = \{\omega \in \Omega / \mu_Q(\omega) \geq \alpha\} \quad (28)$$

5.2 Costruzione di un numero sfocato a partire da livelli di confidenza attribuiti ad intervalli

I numeri sfocati costituiscono una rappresentazione dell'insieme delle informazioni disponibili molto efficace in presenza di incertezze di dati [4, 8]. Essi sono particolarmente indicati qualora non sia possibile definire la probabilità connessa con i singoli eventi elementari, ma si possano assegnare livelli di confidenza ad una sequenza di sottoinsiemi dell'evento certo "nidificati", cioè inclusi l'uno nell'altro in senso stretto (Figura 3).

Si consideri un numero finito N di insiemi focali $E_1 \subset E_2 \subset \dots \subset E_N \equiv \Omega$, dove Ω indica l'evento certo. A ciascuno di essi sia possibile assegnare, sulla base delle informazioni disponibili, il valore della probabilità $P(E_i)$. Si definisce *massa di probabilità* al livello i -esimo la quantità [9]:

$$m_i = P(E_i) - P(E_{i-1}) \quad i = 1, \dots, N \quad (29)$$

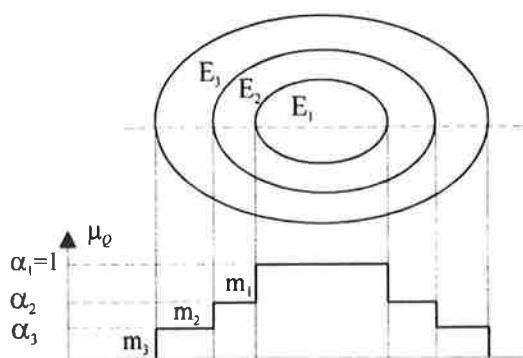


Figura 3: Costruzione di un numero sfocato.

Un numero sfocato viene definito assegnando:

$$Q_{\alpha_i} = E_i, \quad \alpha_i = \sum_{j=1}^N m_j \quad (30)$$

che rappresentano, rispettivamente, il generico intervallo ed il suo livello α_i di appartenenza. Se il numero di insiemi focali è finito, la funzione di appartenenza del numero sfocato così ottenuto assume un numero finito di valori $\alpha_1, \dots, \alpha_N$ (vedi Figura 3).

Nel paragrafo 4 è stato proposto un criterio per stimare gli intervalli $I_n^\gamma(x)$ aventi assegnati valori di probabilità γ di contenere la CDF. Fissata la dimensione del campione n e per valori crescenti di $\gamma \in [0, 1]$, essi risultano una successione di insiemi nidificati.

In virtù delle (29, 30) si ottiene che

$$\alpha_i = 1 - P(E_{i-1}) \quad (31)$$

cioè che il livello di appartenenza α_i è pari alla probabilità dell'evento complementare ad E_{i-1} .

Per analogia con il caso discreto, quando l'ampiezza di intervalli del tipo E_γ può essere fatta variare con continuità in funzione di un parametro γ , la funzione di appartenenza è legata al livello di confidenza degli intervalli tramite la relazione:

$$\alpha_\gamma = 1 - P(E_\gamma) = 1 - \gamma \quad (32)$$

Operativamente, il numero sfocato viene costruito fissando il livello γ e determinando $\delta_n^\gamma(x)$ sulla base della distribuzione normale di probabilità con valor medio e varianza riportati nelle (22); l'intervallo $[F_0(x) - \delta_n^\gamma(x), F_0(x) + \delta_n^\gamma(x)]$ costituisce quindi un intervallo al livello $\alpha_\gamma = 1 - \gamma$ di appartenenza.

6. STIMA DELLA RESISTENZA DI PROVINI DI CALCESTRUZZO

6.1 Stima puntuale con campionamenti estesi

È stata inizialmente elaborata una serie di risultati derivanti da un'estesa campagna sperimentale, precedentemente condotta da altri Autori [6], sulla resistenza di provini cubici di calcestruzzo stagionati con maturazione naturale e a vapore. Nelle Tabelle 1-3 sono riportati i risultati oggetto della presente analisi (36 provini per ogni tipo di calcestruzzo). L'elevato numero di risultati sperimentali a disposizione è stato considerato sufficiente per una condurre una analisi di

tipo statistico.

Si è innanzitutto condotta una stima parametrica puntuale allo scopo di selezionare la classe di curve che meglio consente di rappresentare la CDF della variabile aleatoria in esame. Sono state considerate le seguenti curve di probabilità a due parametri:

$$\text{Normale: } F(x) = \frac{1}{2} \operatorname{Erf} \left[-\infty, \frac{x - \mu}{\sqrt{2} \sigma} \right] \quad (33a)$$

$$\text{Lognormale: } F(x) = \frac{1}{2} \operatorname{Erf} \left[-\infty, \frac{\operatorname{Ln}(x) - \mu}{\sqrt{2} \sigma} \right] \quad (33b)$$

$$\text{Weibull: } F(x) = 1 - \exp \left[-(x / \sigma)^n \right] \quad (33c)$$

dove la funzione $\operatorname{Erf}[a, b]$ è così definita:

$$\operatorname{Erf}[a, b] = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_a^b \exp(-t^2) dt \quad (34)$$

Con riferimento a ciascuna serie di risultati, è stata determinata, per ogni classe di funzioni, la coppia di parametri ottimi facendo uso del criterio della minima distanza. In particolare, dei due criteri usualmente utilizzati per misurare la distanza tra la funzione teorica $F(x)$ e la SCDF $F_n(x)$:

$$E = \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{i-1/2}{N} - F(x) \right)^2 \right]^{1/2} \quad (35)$$

$$D = \max \left[\max_i (i/N - F(x)), \max_i ((i-1)/N - F(x)) \right]$$

si è preferito utilizzare il primo in quanto consente una più facile impostazione del problema della determinazione della coppia di parametri ottimi.

I risultati di questa analisi, condotta per ciascuna delle curve (33), sono riportati nelle Tabelle 4-6 e nelle Figure 4-6. Sebbene sia stato utilizzato il criterio (35a) per la determinazione dei parametri ottimi, accanto ai valori di E sono stati riportati, per le stesse curve, anche i corrispondenti valori del parametro D definito nella (35b). Infine, nell'ultima colonna sono riportati i corrispondenti valori caratteristici di resistenza al 5%, valutati a partire dalle differenti classi di curve.

I risultati mostrano che tutti i tipi di curve utilizzate consentono una buona interpretazione dei dati sperimentali. Infatti, il test di Kolmogorov-Smirnov richiede che sia $D \leq k_{0,9} / \sqrt{n} = 1.22 / \sqrt{36} = 0.203$ affinché tali curve possano essere considerate attendibili al 90% di

probabilità. Questo requisito è soddisfatto da tutte le curve prese in esame.

(1) Maturazione normale - Stagionatura 28 gg					
551	541	539	518	556	530
581	622	497	494	578	517
491	626	471	539	601	521
443	528	527	469	582	510
597	510	504	510	505	645
615	477	552	489	501	580
(2) Maturazione a vapore - Stagionatura 28 gg					
465	507	551	458	572	507
520	596	496	500	546	540
418	559	465	554	542	500
426	502	558	507	571	533
525	529	509	501	564	681
647	521	473	528	515	615
(3) Maturazione normale - Stagionatura 365 gg					
<u>557</u>	569	628	566	628	642
528	688	<u>588</u>	<u>587</u>	678	<u>591</u>
<u>583</u>	<u>657</u>	546	590	603	601
476	613	<u>524</u>	498	539	<u>621</u>
<u>626</u>	619	522	<u>587</u>	640	725
757	608	546	549	620	614

Tabelle 1-3: Resistenza cubica a compressione (in kg/cm²) di provini di calcestruzzo per differenti tipi di maturazione e scadenza di prova, da [6].

Serie n. 1	E	D	R_{ck}
Normale	0.0413	0.0967	450
Lognormale	0.0359	0.0922	455
Weibull	0.0565	0.1117	428
Serie n. 2	E	D	R_{ck}
Normale	0.0299	0.0900	453
Lognormale	0.0297	0.0888	457
Weibull	0.0353	0.0960	436
Serie n. 3	E	D	R_{ck}
Normale	0.0281	0.0785	508
Lognormale	0.0300	0.0816	512
Weibull	0.0284	0.0865	491

Tabelle 4-6: Resistenza a compressione di provini di calcestruzzo: E , D : distanza tra SCDF e CDF stimate, valutata secondo le (35a, b); R_{ck} : valori caratteristici.

Tuttavia, le Figure 4-6 mostrano in genere una migliore descrizione dei risultati sperimentali da parte della curva lognormale in corrispondenza delle code della distribuzione. Questo risultato è in accordo con la maggioranza degli studi riportati in letteratura, i quali affermano che la distribuzione lognormale è attendibile per il calcestruzzo fino a frattili piccoli, dell'ordine di 0.5% [1]. Per questi motivi si è deciso di adottare una distribuzione di tipo lognormale per il prosieguo dell'analisi.

6.2 Stima per intervalli a partire da pochi dati

Si è voluto qui considerare il caso, ricorrente nella pratica, in cui sia necessario stimare la resistenza caratteristica del calcestruzzo senza avere a disposizione un elevato numero di dati sperimentali come nel caso precedente.

L'analisi è stata condotta con riferimento al caso riportato in Tabella 3 (provini soggetti a maturazione normale e prove a 365 gg) e utilizzando una curva lognormale per l'interpretazione dei dati sperimentali. È stato simulato il caso in cui la CDF determinata nel sottoparagrafo precedente rappresenti la curva "esatta", ma che solo parte dei dati sperimentali riportati nella Tabella 3 (selezionati in modo casuale) siano disponibili. Sono stati considerati due campioni di 10 e 5 dati, evidenziati in Tabella 3 rispettivamente tramite sottolineatura e grassetto. Le Figure 7-8 mostrano innanzitutto che, in entrambi i casi considerati, la CDF stimata ricavata a partire da pochi dati costituisce una buona approssimazione per la CDF esatta. Inoltre, la CDF stimata è sensibilmente più prossima a quella esatta rispetto alla SCDF, giustificando così l'assunzione (24).

Nelle figure sono riportati inoltre i fusi di confidenza al 90% di probabilità costruiti secondo i criteri descritti nel paragrafo 3.2. Si noti che la larghezza del fuso è sensibilmente maggiore nel caso in cui siano disponibili solo 5 dati; infatti, l'equazione (22b) prescrive che essa sia inversamente proporzionale alla radice quadrata del numero di dati. Gli intervalli valutati per fissati valori della CDF forniscono una stima per i frattili della distribuzione. Si noti che le larghezze di tali intervalli sono sempre maggiori quanto più ci si avvicina a frattili di ordine sempre più piccolo. Questo risultato conferma il fatto che, quando si hanno pochi dati a disposizione, le incertezze maggiori sono proprio quelle legate alla determinazione dei frattili piccoli.

6.3 Rappresentazione della resistenza caratteristica per mezzo dei numeri sfocati

Calcolando i fusi corrispondenti a differenti valori di

confidenza ed utilizzando la relazione (32), è possibile definire le curve di livello di una superficie che assegna il valore della funzione di appartenenza a tutti i punti del

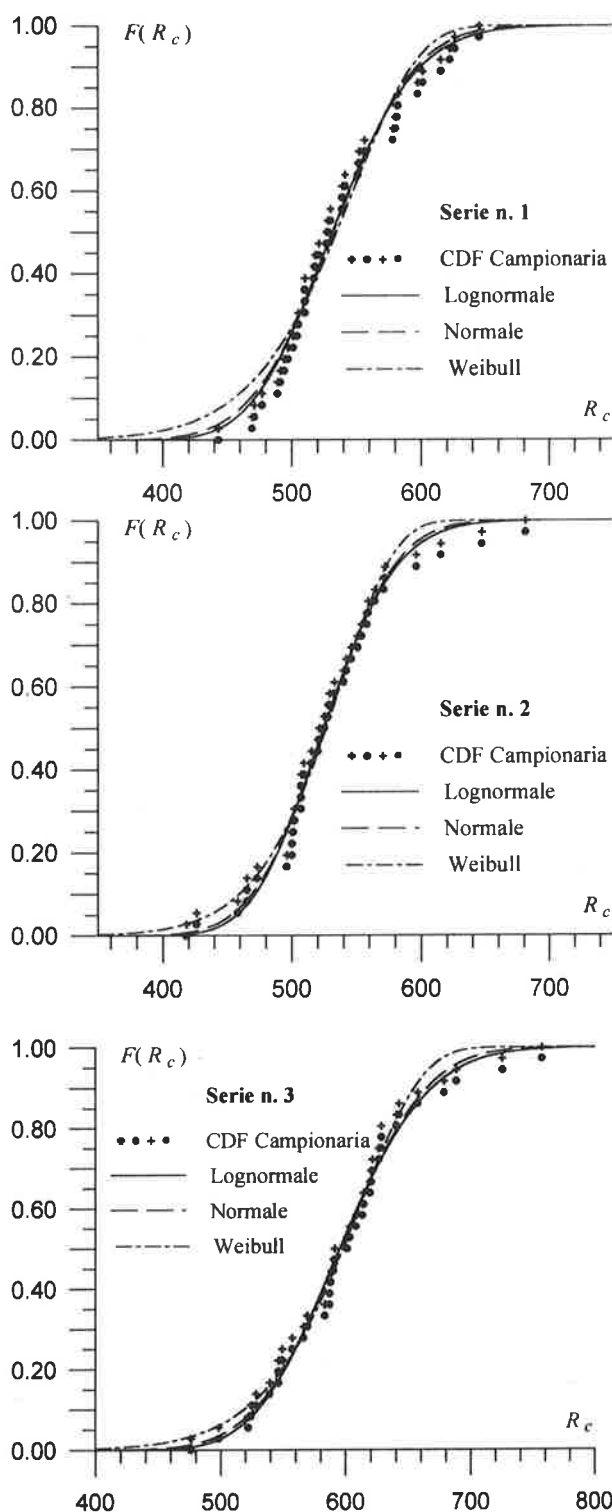


Figure 4-6: Resistenza del calcestruzzo: CDF stimate a partire dai dati sperimentali riportati in [6].

piano ($R_c, F(R_c)$). Successivamente è possibile determinare il numero sfocato che rappresenta il frattile di ordine qualsiasi della distribuzione. Ad esempio, ponendo $F(R_c)=0.05$ si ottiene il numero sfocato che definisce la resistenza caratteristica. Per i risultati della Serie n. 3, sono riportati in Figura 9 i numeri sfocati ottenuti a partire da 36, 10 e 5 dati. La larghezza del numero sfocato fornisce una stima dell'incertezza con la quale esso è stato valutato ed è ovviamente maggiore quanto più esiguo è il numero di risultati disponibili.

RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato svolto con il contributo del MURST - Fondi 40% "Modellazione di solidi e strutture e verifiche sperimentali".

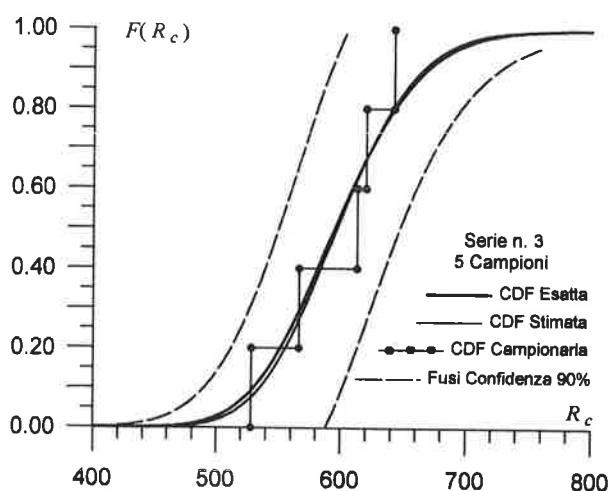
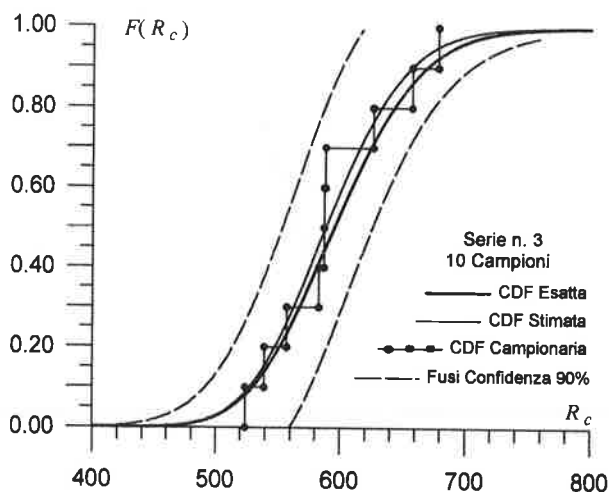


Figure 7-8: Costruzione degli intervalli di confidenza a partire da pochi dati (risp. 10 e 5).

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB - 1979, Bulletin d'Information n° 128, Manuel "Sécurité des Structures".
- [2] DUBOIS, D. e PRADE, H. - 1980, *Fuzzy Sets and Systems: Theory and Applications*. Mathematics in Science and Engineering, Academic Press. San Diego.
- [3] FERRARI, P. e SAVOIA, M. - 1996, Teoria della possibilità e dei numeri sfocati in presenza di incertezze nei dati di progetto. Atti di Dipartimento DISTART, Università di Bologna.
- [4] YAO, J.T.P. e FURUTA, H. - 1986, Probabilistic treatment of fuzzy events in civil engineering. *Prob. Eng. Mech.*, 1, 58-64.
- [5] CHOU, K.C. e Yuan, J. - 1993, Fuzzy-Bayesian approach to reliability of existing structures. *J. Struct. Eng. ASCE*, 119, 3276-3290.
- [6] MATILDI, P., PASCALE, G. e DI LEO, A. - 1982, Sulla correlazione tra proprietà elastiche e a rottura dei calcestruzzi - Risultati di un'indagine sperimentale e osservazioni alle indicazioni normative. *La Prefabbricazione*, 403-411.
- [7] MOOD, A.M., GRAYBILL, F.A. e BOES, D.C. - 1974, *Introduction to the Theory of Statistics*, Mc Graw, London.
- [8] BROWN, C.B. e YAO, J.T.P. - 1983, Fuzzy sets and structural engineering. *J. Struct. Eng. ASCE*, 109, 1211-1225.
- [9] DUBOIS, D. e PRADE, H. - 1988, *Possibility Theory. An Approach to Computerized Processing of Uncertainty*. Plenum Press, New York.

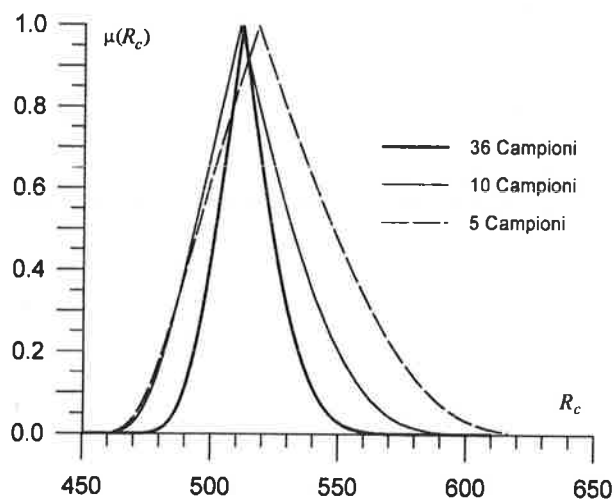


Figure 9: Resistenza caratteristica del calcestruzzo: numeri sfocati ottenuti a partire da insiemi di 36, 10 e 5 campioni.

DURABILITA' DI MATERIALI CEMENTIZI AD ALTISSIMA RESISTENZA

Gian Luca GUERRINI
C.T.G. - Italcementi Group - Direzione Laboratori
BERGAMO

Gianpaolo ROSATI
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

In questo articolo si discute la durabilità in presenza di cicli di gelo-disgelo di particolari materiali a base cementizia ad altissima resistenza (DSP) non aerati. Su questo problema non esistono ancora molti risultati ed in genere questi materiali vengono considerati resistenti al gelo per la loro intrinseca ridotta porosità. Oltre a classiche prove di durabilità secondo le prescrizioni normative vigenti, si sono eseguite prove di compressione e di flessione al fine di confrontare le resistenze e la risposta strutturale globale di provini di riferimento e provini sottoposti ai cicli di gelo-disgelo. Le prove effettuate hanno confermato l'ottimo comportamento di tutte le composizioni studiate, comprese quelle con elevate percentuali di microsilice ed elevati contenuti di microfibre di rinforzo in acciaio.

SUMMARY

This paper presents the results of a study on the freezing and thawing durability of particular very high strength cement-based materials (DSP) non air entrained. Indeed, very little research has been undertaken concerning this subject, and these materials are normally considered to be frost resistant because of their peculiar low porosity. In addition to the usual standard durability tests, compression and bending experiments have been carried out in order to compare the strength and the global structural response of both reference and freeze-thaw tested specimens. The tests confirmed the excellent behaviour of all the mixtures evaluated in this study, including the mixtures containing high percentages of microsilica and high volume contents of micro steel fibers.

1. INTRODUZIONE

L'introduzione di calcestruzzi sempre più resistenti sta aprendo nuove prospettive per materiali a base cementizia [1]. L'applicazione pratica di un materiale a livello strutturale richiede comunque una verifica della sua durabilità.

Come è noto - si veda ad esempio [2] - con il termine durabilità di un materiale (e dei relativi manufatti) si intende la capacità di resistere a tutti i possibili fenomeni di deterioramento (chimico, fisico e meccanico) mantenendo pressoché inalterate forma originale, qualità e funzionalità, quando esposto al suo ambiente esterno. Oltre che conoscere le proprietà a

breve termine, si tratta quindi di esaminare gli effetti delle possibili azioni che possono produrre un decadimento di proprietà fisico-meccaniche o compromettere la corretta efficienza di una struttura.

Fra le maggior cause di degrado dei materiali a base cementizia vanno citate le variazioni cicliche di gelo-disgelo [3]. A questo riguardo sono ben noti gli effetti che hanno questi fenomeni fisici sulle proprietà dei calcestruzzi normali o ad alta resistenza nonché il benefico effetto di additivi aeranti addizionati alla miscela [4].

Con l' utilizzo sempre più crescente di calcestruzzi ad alte ed altissime prestazioni, si può pensare che il problema della durabilità delle strutture possa essere risolto, utilizzando materiali di maggiore qualità aventi elevata compattazione e quindi ridotta porosità. D'altra parte, il ricorso a materie prime speciali - quali ad esempio microsilice e fibre di rinforzo in acciaio - comporta una riformulazione del mix design che è spesso notevolmente diverso rispetto a quello dei calcestruzzi tradizionali. Due dei parametri più significativi nei riguardi della resistenza al gelo dei calcestruzzi ad altissime prestazioni sono il rapporto acqua/legante ed il contenuto di microsilice presente come legante nel calcestruzzo [5]. Rimane in ogni caso il dubbio se utilizzare ancora additivi aeranti che, come conseguenza, abbassano le proprietà meccaniche del materiale.

A tale proposito, a causa dei limitati dati sperimentali disponibili, non si può affermare con certezza che tutti i calcestruzzi ad alte prestazioni siano resistenti al gelo. Anzi, come per i calcestruzzi normali, anche con rapporti acqua/legante che scendono fino allo 0.3 e per contenuti elevati di microsilice - dal 20 al 30% sul legante - tali calcestruzzi non sempre risultano resistere ai cicli di gelo-disgelo secondo le norme più severe (ASTM ed UNI), a meno che non si usino aeranti [5]. Per non utilizzare tali additivi, sembra che si debba ricorrere ad un rapporto acqua/legante inferiore allo 0.25: solo a questi livelli, si riesce ad ottenere un calcestruzzo a bassa porosità all'interno del quale non si ha, al livello di temperature considerate, congelamento dell'acqua interna, che causa il deterioramento del materiale. I risultati sperimentali sembrano pertanto contraddittori [6]. Non si hanno invece molte informazioni sull'influenza del rinforzo fibroso che, in alcuni calcestruzzi ad altissime prestazioni raggiunge percentuali in volume anche elevate (4-6%).

In questo articolo si effettua una valutazione della durabilità al gelo-disgelo di sette tipi di miscele, diversi sia per contenuto di microsilice che per contenuto di fibre di rinforzo, basandosi su formulazioni del tipo DSP.

Le prove sono state eseguite in accordo con le normative vigenti ed in particolare seguendo le procedure della norma UNI 7087. Oltre che discutere la variazione dei principali parametri meccanici rilevati nel corso delle prove (come il modulo elastico dinamico o la frequenza di risonanza), si illustra anche l'evoluzione del comportamento meccanico globale di provini sottoposti ai cicli.

2. MATERIALI

I materiali utilizzati per questo studio denominati calcestruzzi, nonostante la dimensione massima dell'aggregato utilizzato, sono stati proposti per la prima volta da H. Bache [5], e sono definiti comunemente DSP (Densified Systems containing homogeneously arranged, ultrafine Particles).

In particolare, per la preparazione dei provini sono stati utilizzati:

- cemento CEM I 52.5 R, avente una finezza Blaine di $4590 \text{ cm}^2/\text{g}$;
- microsilice in polvere non densificata, avente una superficie specifica (B.E.T.) di $20 \text{ m}^2/\text{g}$;
- aggregato di quarzo di origine alluvionale di elevata purezza (99% SiO_2), avente dimensioni di 0-3.2 mm;
- superfluidificante acrilico in soluzione acquosa (contenuto in estratto secco: 30%);
- fibre di acciaio al carbonio non sagomate (lunghezza 6 mm, diametro 0.15 mm).

I provini sono stati realizzati utilizzando diversi contenuti di microsilice (0, 10, 20 % sul totale del legante) e di fibre di acciaio (0, 2, 4 % in volume) per complessive sette diverse miscele. Per tutte le miscele sono stati fissati: il contenuto di superfluidificante, pari al 2% in peso di estratto secco sul cemento; il rapporto aggregato/legante, pari a 2; il rapporto acqua/legante, pari a 0.225.

Nella Tabella 1 sono riportati i contenuti di microsilice e di fibre per le differenti miscele.

Tabella 1

Sigle miscele	3C	3D	3E	3F	3H	3I	3L
% microsilice su l legante, in peso	0	10	20	10	10	20	20
% fibre, in volume	0	0	0	2	4	2	4

Gli impasti sono stati preparati utilizzando un mescolatore planetario tipo Hobart da 15 litri.

I provini sono stati preparati utilizzando stampi in acciaio e vibrati mediante un tavolo ad elevata frequenza di vibrazione (200 Hz). Dopo essere stati lasciati per 24 ore in stampo, i provini sono stati stagionati in acqua alla temperatura di laboratorio (23°C) per almeno 60 giorni, secondo quanto previsto dalla norma UNI 7087.

3. ATTREZZATURA SPERIMENTALE E METODOLOGIE DI PROVA

3.1 Prova di durabilità al gelo-disgelo e determinazione del modulo elastico dinamico

La prova di durabilità al gelo-disgelo è stata eseguita secondo la norma UNI 7087. Essa ha richiesto l'utilizzo di una camera climatica Angelantoni munita di:

- impianti di raffreddamento e riscaldamento capaci di imporre all'interno della cella le temperature richieste, secondo il ciclo impostato;
- programmatore ciclico per produrre le alternanze termiche;
- contatore di cicli;
- impianto di termostattizzazione dell'acqua da immettere all'interno della cella durante la fase di disgelo;
- misuratori di temperatura;
- dispositivi per una adeguata circolazione dell'aria e dell'acqua all'interno della cella.

Il ciclo termico consiste nell'abbassare la temperatura dei provini immersi in aria raffreddata a velocità costante da +5 a -25°C in due ore, mantenere tale temperatura per due ore, riportare la temperatura dei provini a +5°C mediante immissione nella cella di acqua termostattizzata in due ore ed infine mantenere la temperatura dei provini a +5°C per due ore.

La durata complessiva del ciclo è di 8 ore - secondo la norma è tollerata una variazione del +25% dei tempi indicati.

E' necessario inoltre un dispositivo per valutare con un metodo non distruttivo il modulo elastico dinamico del materiale (norma UNI 9771) e una bilancia di precisione per misurare la massa dei provini. Le misurazioni sono state rivolte in particolare alla determinazione della prima frequenza di risonanza flessionale f di un provino legata, come è noto, al modulo elastico dinamico E del materiale dalla relazione:

$$f = \frac{m^2 k}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

da cui si ricava il valore di E :

$$E = \frac{4\pi^2 L^4 f^2 \rho}{m^4}$$

dove :

- E modulo elastico dinamico;
- ρ massa volumica del materiale;
- L lunghezza del provino;
- k raggio di inerzia di una sezione rispetto ad un asse perpendicolare al piano di flessione
($k = \frac{t}{\sqrt{12}}$ per una sezione rettangolare di spessore pari a t);
- m una costante (4,73 per il modo fondamentale di vibrazione).

In seguito alle determinazioni del modulo elastico dinamico e della massa dei provini - sia quelli sottoposti a cicli di gelività, sia quelli di riferimento mantenuti in acqua alla temperatura di laboratorio - si determina il fattore di degrado F secondo la formula:

$$F = \frac{m_i \cdot (f_{fi})^2}{m_0 \cdot (f_{f0})^2}$$

dove:

- m_i massa del provino alla scadenza i ;
- m_0 massa iniziale del provino;
- f_{fi} frequenza di risonanza flessionale del provino alla scadenza i ;

f_0 frequenza di risonanza flessionale del provino iniziale.

Un materiale si considera degradato se il relativo fattore di degrado F scende al di sotto del valore di 0.60.

3.2 Prove di resistenza alla flessione ed alla compressione

A completamento dello studio sulla durabilità, sono state eseguite prove di resistenza alla trazione per flessione e prove di resistenza alla compressione sia sui provini sottoposti ai cicli che sui provini di riferimento mantenuti in acqua. E' stata inoltre valutata l'energia specifica di frattura per le medesime prove a flessione.

L'apparecchiatura utilizzata e la relativa metodologia di prova adottata per le prove di resistenza alla flessione è descritta in [7].

Le prove di resistenza alla compressione sono state eseguite utilizzando una pressa Galdabini da 100 ton ed un compressore per rotture di provini prismatici (metodo derivato dalla norma EN196/1).

4. RISULTATI SPERIMENTALI

Dai risultati ottenuti per le sette diverse miscele esaminate si rileva che le variazioni di contenuto di microsilice e di fibre di acciaio di rinforzo non producono rilevanti variazioni delle proprietà meccaniche in seguito ai cicli di gelo-disgelo. In alcuni casi si è rilevato addirittura un miglioramento delle caratteristiche dei materiali al progredire del trattamento termico.

Per quanto riguarda l'aspetto finale dei provini sottoposti ai cicli, si è notato solamente una ossidazione delle fibre che affiorano alla superficie dei provini fibro-rinforzati, avendo utilizzato fibre di acciaio al carbonio, non inossidabili e trattate superficialmente con ottone.

Comunque, da un esame comparativo dei risultati, si evidenzia quanto segue:

- il valore del fattore di degrado è praticamente pari a 1 anche dopo i 300 cicli di gelività cui sono state sottoposte i diversi materiali;

- il valore del modulo elastico dinamico presenta un andamento pressochè costante, al progredire della prova di gelività, Fig.1;
- i provini non fibro-rinforzati presentano (Fig. 2) un aumento del modulo elastico dinamico quando la microsilice passa dallo 0 al 10%, mentre si osserva una riduzione con il 20% di microsilice.

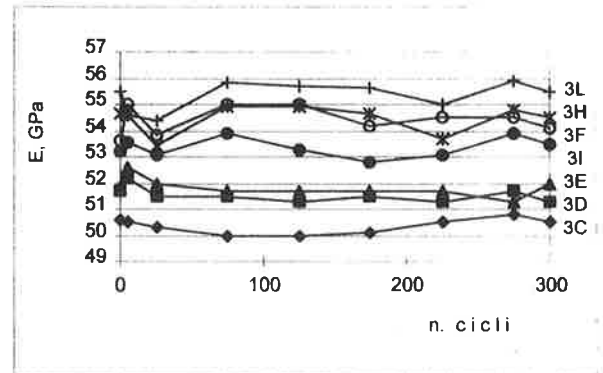


Fig. 1 Modulo elastico dinamico

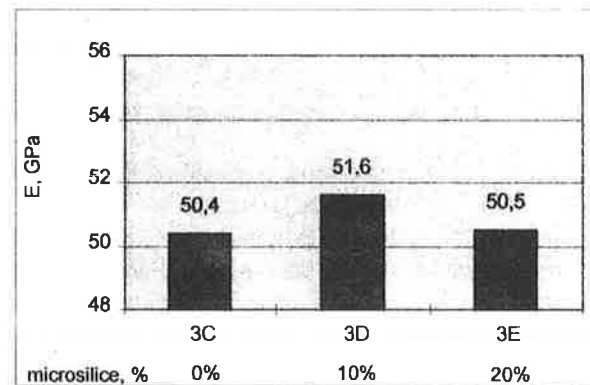


Fig. 2 Modulo elastico in funzione del contenuto di microsilice

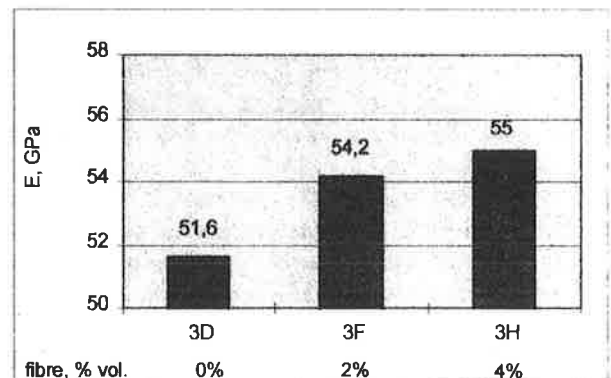


Fig. 3 Modulo elastico in funzione del contenuto di fibre (10% di microsilice)

- a parità di contenuto di microsilice (10% e 20%) nei materiali, il modulo elastico dinamico aumenta all'aumentare del contenuto percentuale di fibre. L'incremento è più evidente fra lo 0 e il 2% di fibre, mentre è più contenuto fra il 2 e il 4% di fibre (Figg. 3 e 4).
- come mostrato nella Tabella 2, sia le resistenze a compressione che quelle a trazione per flessione risultano pressoché invariate per i provini sottoposti a cicli termici e per quelli di riferimento; le curve globali carico-spostamento risultano in tutti i casi completamente sovrapposte, mostrando che vi è l'assenza completa di danneggiamenti in seguito ai cicli termici;
- analoghe considerazioni valgono per l'energia specifica di frattura, Fig. 5.

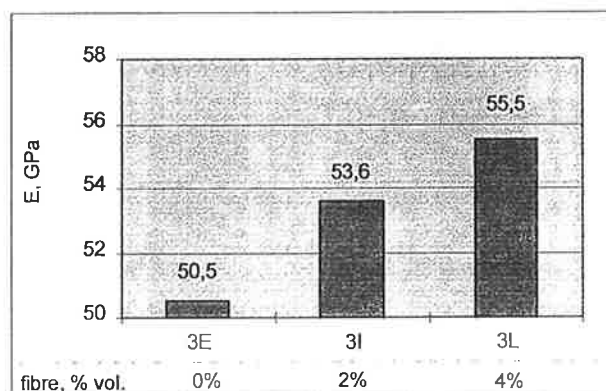


Fig. 4 Modulo elastico in funzione del contenuto di fibre (20% di microsilice)

Tabella 2

provino	Resistenza alla compressione σ_c (MPa)		Resistenza a trazione (nominale o flessionale) σ_n (MPa)	
	RIF.	dopo i cicli	RIF.	dopo i cicli
3C	123	128	6,60	12,76
3D	151	151	6,53	7,59
3E	151	151	7,96	6,75
3F	194	200	17,49	16,35
3H	214	211	24,67	24,40
3I	208	206	20,30	17,17
3L	235	236	21,22	26,09

5. CONCLUSIONI

In definitiva, quindi, 300 cicli di gelo-disgelo secondo la norma UNI 7087, non producono apprezzabili effetti sui materiali considerati, se non una

ossidazione delle fibre di acciaio che affiorano alla superficie dei provini fibro-rinforzati.

Con riferimento alle formulazioni ed alle loro prestazioni fisico-meccaniche globali, sembra ottimale un contenuto percentuale del 10% di microsilice.

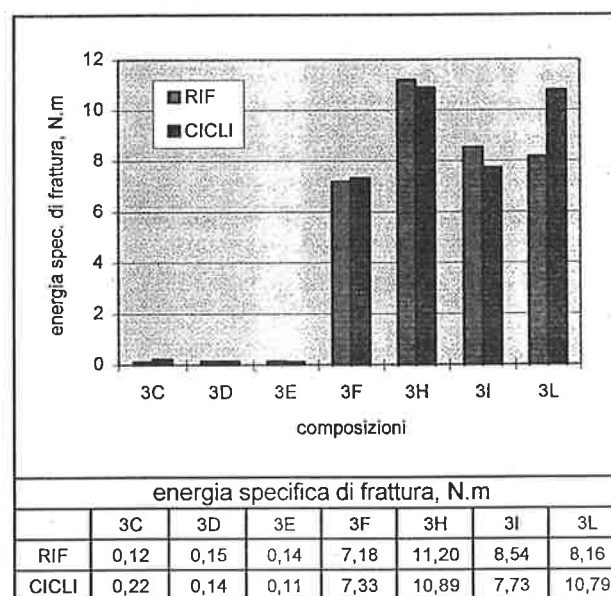


Fig. 5 Energia specifica di frattura - prova a flessione su tre punti

Si può affermare quindi che tali materiali siano resistenti al gelo in relazione alla loro intrinseca bassa porosità, per la quale l'acqua, pur penetrando in essi, non congela fino a circa -40°C [8]. Ciò si traduce, in pratica, nella inutilità degli additivi aeranti, a differenza di quanto succede per i calcestruzzi tradizionali.

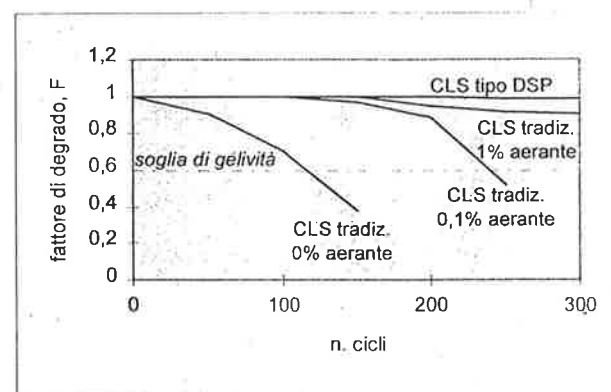


Fig.6 Fattore di degrado: confronto tra calcestruzzi aerati e calcestruzzi tipo DSP

In conclusione, se si prevede che una delle cause di degrado della struttura sia l'azione ciclica di gelo-disgelo, l'uso dei materiali qui considerati lascia intravedere, per quanto riguarda la durabilità, una vita di servizio assai superiore ai 50-60 anni, che si ipotizzano corrispondenti al numero di cicli previsti dalla norma UNI.

6. RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è parte di un programma di ricerca che il CTG - Italcementi Group sta sviluppando in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano sul tema dei materiali cementizi ad altissima resistenza.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] J. WEBB, Jan. 1993, "High-Strength Concrete: Economics, Design and Ductility", "Concrete International", vol. 15 n. 1, pp. 27-32.
- [2] P. K. METHA, P.J.M. MONTEIRO, 1994, "Concrete: Structure, Properties and Materials", Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA, cap. 5.
- [3] P.K. METHA, 1991, "Durability of Concrete - Fifty Years of Progress", 2nd Int. Conf. On Durability of Concrete, SP 126-1, ACI, Montreal, Mahlotra on Concrete Technology: Past, Present and Future" SP 144-5, ACI, Detroit, U.S.A, pp. 85-104.
- [5] M. PIGEON, 1996, "The Durability of HS/HPC", 4th Int. Symposium on Utilisation of High Strength/Performance Concrete, Paris, France, Vol. 1, pp. 39-45
- [6] L. STRUBLE, E. GARBOCZI, J. CLIFTON, 1992, "Durability of High-Performance Cement-based Materials", Mat. Res. Soc. Symp. Proc. Vol. 245, pp. 329-340
- [7] G.L. GUERRINI, G. ROSATI, 1996, "Comportamento meccanico di materiali cementizi ad altissima resistenza", L'Industria Italiana del Cemento, n. 6, pp. 456-464
- [8] H.H. BACHE, 1993, "New Concrete - New Technology", Aalborg Cement, Aalborg, Denmark, pp. 41

INFLUENZA DELLA MATURAZIONE ACCELERATA E NATURALE SULLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

RABINDER KHURANA

Ingegnere Civile

ROBERTO GOTTARDO

Ingegnere Civile

MAC S.p.A. TREVISO

SOMMARIO

In prefabbricazione, per soddisfare la sempre più pressante richiesta produttiva, si utilizza sempre di più la maturazione accelerata mediante l'utilizzo di vapore. Le resistenze meccaniche alle lunghe stagionature sono però più basse se confrontate con quelle relative ad una maturazione naturale a 20 °C. In questa memoria si presentano i risultati sperimentali che evidenziano i vantaggi prestazionali relativi all'utilizzo di additivi superfluidificanti della nuova generazione a base di polycarbossilato etere (CE) tali da permettere l'eliminazione del ciclo termico e il miglioramento di tutte le caratteristiche di durabilità.

SUMMARY

Steam curing is commonly used in the pre-cast concrete industry. Up to now thermal treatments have been considered necessary to fulfil the requirements of the production scheduled time. In the long term, mechanical strengths are achieved lower than the ones with normal curing conditions (20°C). Experimental and job site experiences related to a new generation a superplasticizer based on polycarboxylate ether (CE), are presented. Results show that concrete without thermal treatment having a lower water/cement ratio with CE can achieve the same early strength (18 hours) of the steam cured ones. The long term strengths and durability of CE concretes highly improved.

1. INTRODUZIONE

Il concetto della durabilità, in quanto presa di coscienza di fenomeni di degrado o dissesto, si è sostanzialmente palesato dalla seconda metà del 19° sec., parallelamente all'avvento di tecnologie costruttive fondate sull'impiego di nuovi materiali (acciaio, calcestruzzo) in alternativa a quelli tradizionali (legno, muratura).

La fessurazione del calcestruzzo e la corrosione dell'acciaio appartengono al nostro secolo insieme ai più recenti fenomeni di corrosione sotto sforzo degli acciai armonici ed alla incompleta iniezione nelle guaine dei cavi post-tesi del c.a.p.

A partire dagli anni '50, per l'impellente necessità di ricostruire in breve tempo quanto era stato distrutto

dagli eventi bellici, furono impiegati nuovi materiali senza un'adeguata conoscenza fondata su un supporto di sperimentazione.

Negli ultimi decenni, infine, il progredire dei metodi dell'analisi strutturale, unitamente ad un'accentuata creatività architettonica e ad un uso diffuso della prefabbricazione, ha comportato il frequente impiego di spessori sottili e di dimensioni ridotte senza un'adeguata cura nello studio dei dettagli costruttivi.

La richiesta di strutture prefabbricate in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso è in continua crescita. Per soddisfare tale richiesta il prefabbricatore utilizza sempre di più la maturazione accelerata per incrementare le resistenze meccaniche alle brevi stagionature per poter

movimentare i manufatti e riutilizzare i casseri e piste di produzione in un ciclo produttivo giornaliero.

L'aumento iniziale delle resistenze del calcestruzzo è solamente un risultato dell'incremento dell'idratazione del cemento a temperature più elevate. Le resistenze alle lunghe stagionature sono però più basse se confrontate con quelle relative ad una maturazione naturale a 20 °C.

Le cause della riduzione delle resistenze sono di natura fisica e chimica; le prime, ad esempio, fanno aumentare la porosità e la microfessurazione interna poiché i materiali costituenti il calcestruzzo hanno differenti coefficienti di dilatazione termica, mentre le seconde danno luogo a differenze nei prodotti di idratazione (tra cui l'ettringite secondaria) oltre che differenze nel grado di idratazione e nella microstruttura. Le suddette cause possono influenzare negativamente la durabilità delle strutture in calcestruzzo maturate a vapore.

La tendenza a conferire un rigore scientifico al concetto di durabilità trova la sua conferma in questa definizione: *la durabilità è la capacità di mantenere lo stato di servizio di un prodotto, di un componente, di un assieme o dell'intera costruzione oltre un tempo assegnato.*

Lo stato di servizio, e quindi l'utilizzabilità, sono visti come la capacità di detti elementi di assolvere le funzioni per cui essi sono stati progettati e costruiti.

A tali caratteristiche prestazionali si oppongono situazioni esterne, di tipo atmosferico, ambientale, ecc., che rappresentano i fattori di degrado o di deterioramento.

Alla definizione di durabilità, come sopra esposto, si accompagna quella più moderna di *vita di servizio*, intesa come quel *periodo, successivo alla costruzione dell'opera, durante il quale tutte le proprietà mantengono i valori minimi accettabili nelle ordinarie condizioni di servizio.* Pertanto, durabilità e vita di servizio sottendono esigenze progettuali da soddisfare per un prefissato periodo di tempo. E' possibile quindi identificare:

- vita di servizio tecnica *Technical Service Life (Tsl)* periodo di tempo oltre il quale viene raggiunta una condizione di servizio inaccettabile.

Questo aspetto, nell'ambito dell'approccio agli stati limite, è legato al concetto di sicurezza come stato limite ultimo, al concetto di esercizio come stato limite di servizio e al concetto di qualità esteriore dell'opera, come aspetto estetico;

vita di servizio funzionale *Functional Service Life (Fsl)* periodo di tempo oltre il quale la struttura diventa obsoleta dal punto di vista funzionale. La durata funzionale dipende da eventuali modifiche nel tempo rispetto alle esigenze operative previste in sede di progetto;

- vita di servizio economica *Economical Service Life (Esl)* periodo di tempo oltre il quale una sostituzione totale della struttura è economicamente più vantaggiosa rispetto al suo mantenimento in servizio attraverso manutenzioni o ripristini.

La durata economica per l'utilizzo di una costruzione dipende quindi da un bilancio costi-benefici nel quale vanno anche valutate le spese di riparazione e manutenzione, ovvero la spesa di totale rifacimento.

La durata tecnica di servizio è invece legata al mantenimento di un livello minimo di prestazione che deve comunque intendersi riferito alla sicurezza, alla fruibilità e alle caratteristiche esteriori.

Alla luce delle precedenti precisazioni si può affermare che la corretta progettazione di una struttura durevole o, come si dice, *il progettare per la durabilità*, deve tradursi in una durata tecnica dell'opera maggiore o almeno uguale alle altre due (funzionale ed economica), introducendo quindi una relazione di dipendenza della vita delle costruzioni da fattori funzionali o economici.

Il fattore tempo entra così nella filosofia della concezione strutturale, dovendosi garantire la conservazione del margine di sicurezza iniziale durante l'intera vita di servizio, il che implica la conservazione nel tempo della sua integrità.

2. LE PROVE SPERIMENTALI DI LABORATORIO

Durante il biennio 1995/96 sono stati condotti presso il laboratorio tecnologico della MAC S.p.A delle prove sperimentali volte a verificare alcune ipotesi di lavoro e a delineare con forte precisione le caratteristiche peculiari dei calcestruzzi destinati alla prefabbricazione e additivati con superfluidificanti a base di eteri carbossilati.

Di seguito vengono identificate le caratteristiche compositive degli impasti oggetto dello studio.

2.1 Materiali impiegati, aggregati e curva granulometrica

Per la nostra sperimentazione è stato scelto il CEM I 52.5 R conforme alla EN UNI 197 (cemento più comunemente utilizzato in prefabbricazione) di provenienza Italcementi di Savignano.

Sono stati scelti aggregati frantumati e la sabbia di natura dolomitica proveniente da una cava trevigiana. Sono stati impiegati superfluidificanti a base di beta naftalene sulfonato (NS) e eteri carbossilati (CE) aventi un residuo secco di 40 % e 38% rispettivamente.

2.2. Composizione degli impasti

Il proporzionamento degli aggregati è stato ottimizzato seguendo la curva granulometrica di riferimento di Bolomey e con le seguenti percentuali caratteristiche:

- Sabbia 0-5 mm 50%
- pietrisco 5-15 mm 15%
- pietrisco 15-20 mm 35%

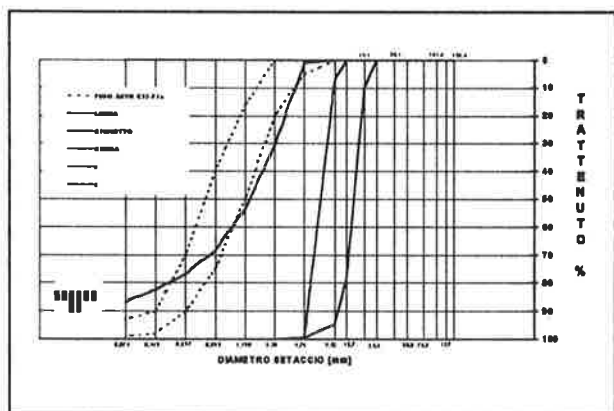


Figura 1: Distribuzione granulometrica degli aggregati

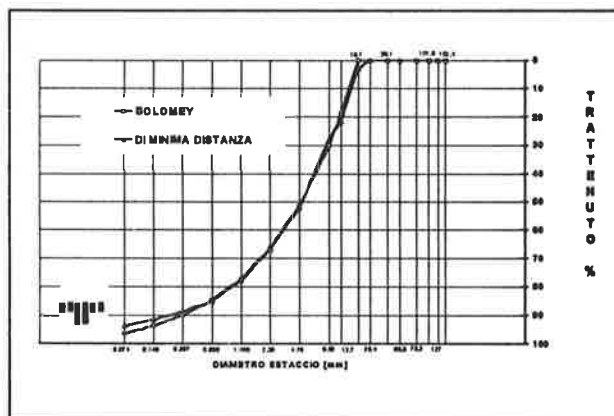


Figura 2: curva granulometrica risultante ottimale (Di Minima Distanza) e curva di riferimento ideale (Bolomey)

2.3 Calcestruzzo di riferimento non additivato

Allo scopo di riferire i dati ad un parametro di confronto si è scelto come calcestruzzo di riferimento il "non additivato" avente il seguente impasto caratteristico:

- CEM 52..5 I 370 kg
- acqua totale 232 litri
- rapporto a/c 0.63
- aria intrappolata 1 %
- Dmax 19.1 mm
- Consistenza S5
- Densità impasto 2392 kg/m³

2.4 Calcestruzzo additivato con superfluidificante a base di NS

Analogamente si è scelto anche un calcestruzzo additivato con un efficace superfluidificante a base di NS ad alto peso molecolare allo scopo di rappresentare il più alto livello dell'attuale stato dell'arte. In dettaglio:

- CEM 52.5 I 370 kg
- acqua totale 170 litri
- rapporto a/c 0.46 (- 27 %)
- NS 1.5 %
- aria intrappolata 0.9 %
- Dmax 19.1 mm
- Consistenza S5
- Densità impasto 2481 kg/m³

2.5 Calcestruzzo additivato con superfluidificante a base di CE

Si è quindi proceduti ad identificare le caratteristiche peculiari del calcestruzzo tipico realizzato con CE, additivo superfluidificante della nuova generazione. In dettaglio:

- CEM 52.5 I 370 kg
- acqua totale 148 litri
- rapporto a/c 0.40 (- 37 %)
- CE 0.8 %
- aria intrappolata 1.2 %
- Dmax 19.1 mm
- Consistenza S5
- Densità impasto 2511 kg/m³

2.6 Calcestruzzo additivato con CE ed attivatore di indurimento

Si è anche quindi proceduti ad identificare le caratteristiche peculiari del calcestruzzo tipico realizzato con CE, additivo superfluidificante della nuova generazione, unitamente all'additivo ATTIVATORE DI INDURIMENTO indicato per le temperature inferiori a 15 °C. In dettaglio:

- CEM 52.5 I 370 kg
- acqua totale 148 litri
- rapporto a/c 0.40 (- 37 %)
- CE 0.8 %
- ATTIVATORE DI INDURIMENTO 1 %
- aria intrappolata 1 %
- Dmax 19.1 mm
- Consistenza S5
- Densità impasto 2481 kg/m³

3. TIPI DI MATURAZIONE

Sono stati adottati i seguenti sistemi di maturazione:

1. Il primo tradizionale in stanza umida a 20 °C e in condizioni di umidità relativa superiore al 95 %
2. Il secondo a vapore seguendo il seguente processo termico:
 - 1 ora di prestagionatura
 - 4 ore di salita da 20 a 60 °C
 - 6 ore di regime a 60 °C
 - 7 ore di raffreddamento

Obiettivo dichiarato del progetto di studio era di definire le prestazioni comparative di un calcestruzzo da prefabbricazione, considerato standard per composizione e per tipo di maturazione con quelle di un calcestruzzo confezionato con gli additivi della linea CE e maturato in condizioni naturali, cioè senza maturazione al vapore.

E' chiaro che il vero discriminante per considerare reale la eliminazione del vapore è che la resistenza a compressione, al momento del taglio delle armature di precompressione, per ambedue i calcestruzzi sia molto simile.

4. PRESTAZIONI CARATTERISTICHE PER LE CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE NON AERATE (1, 2a, 4a, 5a, 5b, 5c) SECONDO UNI 9858

4.1 Resistenza a compressione

Nel diagramma sottoriportato si possono notare le differenze evidenti nello sviluppo della resistenza a compressione.

Nel dettaglio si noti lo sviluppo armonico e continuo nel tempo e soprattutto come la resistenza a compressione, critica per il taglio delle armature di precompressione, sia a 18 ore pari a:

1. 22,6 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
2. 44,2 MPa per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
3. 43,2 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
4. 43,9 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C

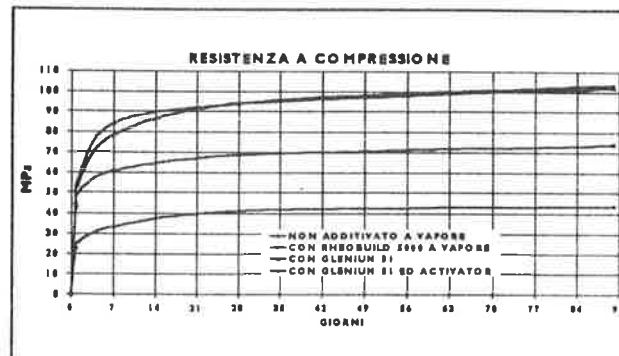


Figura 3: Sviluppo resistenza a compressione per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

4.2 Resistenza a trazione

4.2.1 Resistenza a trazione per flessione

I valori di resistenza a trazione per flessione seguono la tendenza dei relativi valori a compressione. Evidente è l'effetto migliorativo per il calcestruzzo realizzato con CEe maturato a 20 °C; in dettaglio si noti lo sviluppo armonico e continuo nel tempo e soprattutto come la resistenza a compressione, critica per il taglio delle armature di precompressione, sia a 24 ore pari a:

1. 4 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
2. 5,8 MPa per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
3. 6,3 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
4. 6,5 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C.

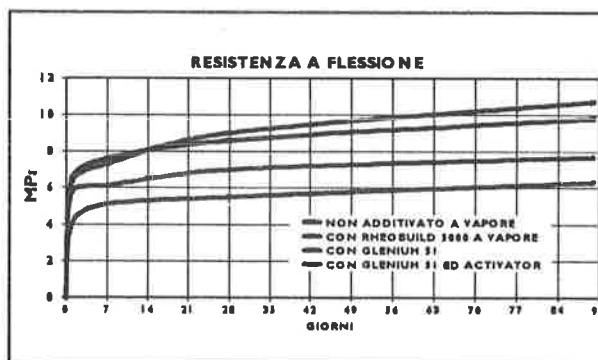


Figura 4: Sviluppo resistenza a trazione per flessione per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

4.2.2 Resistenza a trazione indiretta (brasiliiana)

Anche in questo caso i valori di resistenza a trazione indiretta seguono la tendenza dei relativi valori a compressione.

Evidente è l'effetto migliorativo per il calcestruzzo realizzato con CE e maturato a 20 °C ed in dettaglio si noti lo sviluppo armonico e continuo nel tempo e soprattutto come la resistenza a trazione per flessione, sia a 18 ore pari a:

- 1,8 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
- 3,1 MPa per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
- 3,5 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
- 3,4 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C

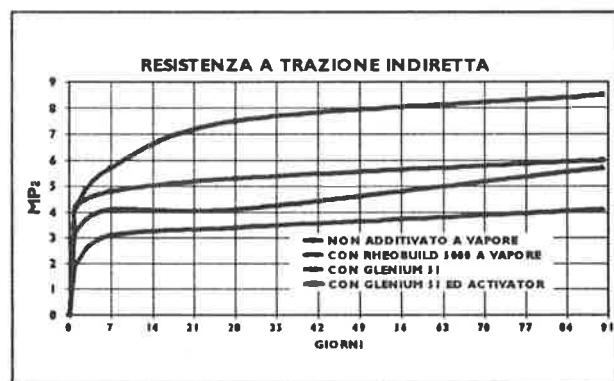


Figura 5: Sviluppo resistenza a trazione indiretta per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

4.3. Modulo elastico

4.3.1. Modulo elastico statico

Anche in questo caso i valori del modulo elastico statico seguono la tendenza migliorativa palesata dalle figure viste in precedenza.

Evidente è l'effetto migliorativo per il calcestruzzo realizzato con CE e maturato a 20 °C ; in dettaglio si noti lo sviluppo armonico e continuo nel tempo e soprattutto come il modulo elastico, critico per il taglio delle armature di precompressione, sia a 24 ore pari a:

- 26667 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
- 31333 MPa per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore

- 36756 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
- 35616 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C

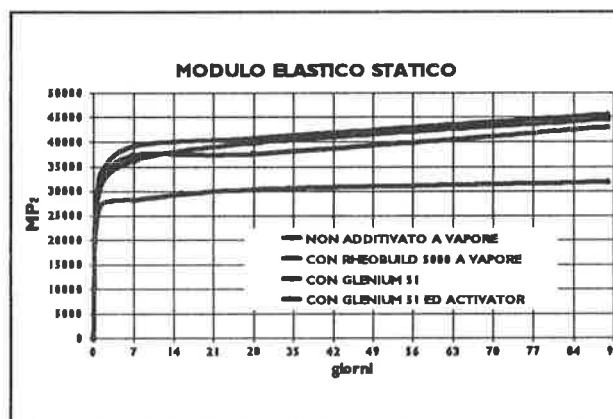


Figura 6: Sviluppo del modulo elastico statico per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

4.3.2 Modulo elastico dinamico

Analogamente al caso dello modulo elastico statico i valori del modulo elastico dinamico seguono la tendenza migliorativa palesata dalle figure viste in precedenza.

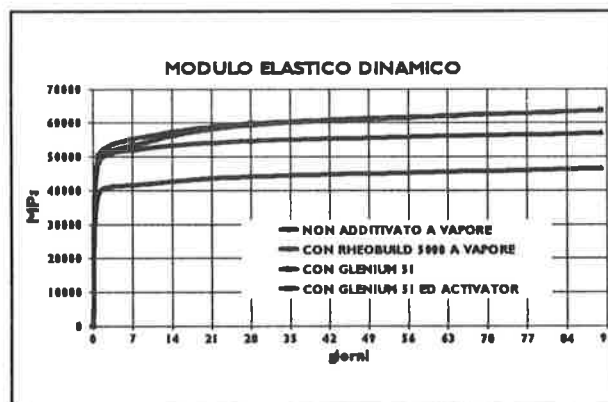


Figura 7: Sviluppo del modulo elastico dinamico per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

4.4 Aderenza all'acciaio (pull out)

In questo caso il miglioramento è particolarmente importante perché una elevata aderenza alla armature significa una minore perdita di carico di pretensione e

quindi in sostanza una maggiore affidabilità della struttura.

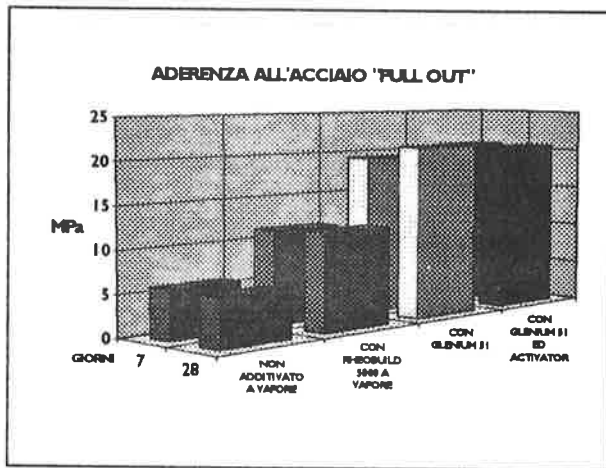


Figura 8: Sviluppo dell'aderenza all'acciaio (barre lisce) per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente da destra a sinistra, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluidificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

In particolare si evidenziano i valori relativi a 28 giorni di stagionatura :

1. 5,8 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
2. 11,3 MPa per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
3. 20,7 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
4. 20,9 MPa per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C

4.5 Permeabilità all'acqua

La prova DIN 1048 relativa alla misurazione della profondità di penetrazione dell'acqua ha evidenziato le seguenti indicazioni a 28 giorni:

1. 85 mm di penetrazione per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore
2. 25 mm di penetrazione per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
3. 14 mm di penetrazione per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
4. 6 mm di penetrazione per il calcestruzzo additivato con CE e ATTIVATORE DI INDURIMENTO e maturato naturalmente a 20°C

4.6 Ritiro

4.6.1 Ritiro in condizioni normali di maturazione (20 °C e $U_r = 50 \pm 5\%$)

I valori sono particolarmente significativi perché un ridotto ritiro si traduce immediatamente in una maggiore affidabilità della struttura.

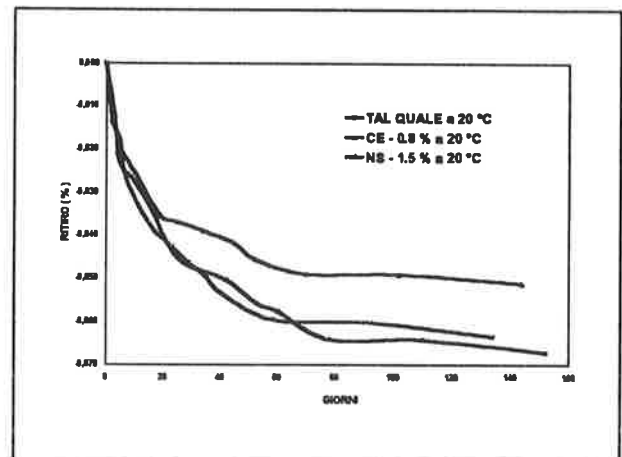


Figura 9: Ritiro in condizioni normali maturato a 20°C per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE, con superfluidificante e tal quale senza additivi

4.6.2 Ritiro in condizioni di maturazione a vapore

Valgono le stesse considerazioni di cui al punto 5.6.1.

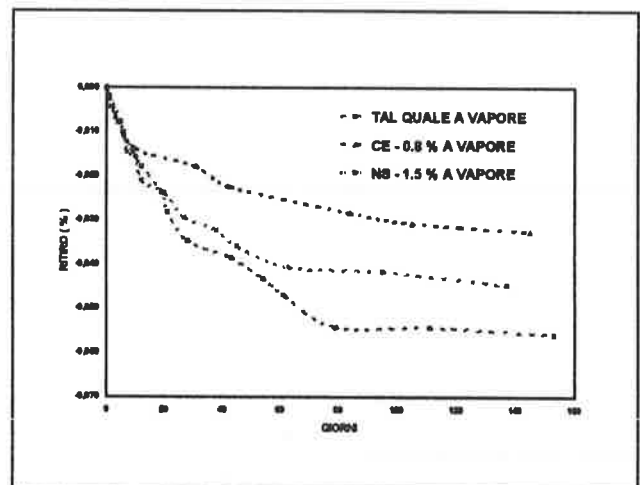


Figura 10: Ritiro in condizioni di maturazione a vapore normali maturato a 20°C per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione rispettivamente dall'alto verso il basso con, gli additivi della famiglia CE, con superfluidificante e tal quale senza additivi

4.7 Deformazione viscosa (creep)

4.7.1 Creep specifico in condizioni normali di maturazione (20 °C e $U_r = 50 \pm 5\%$)

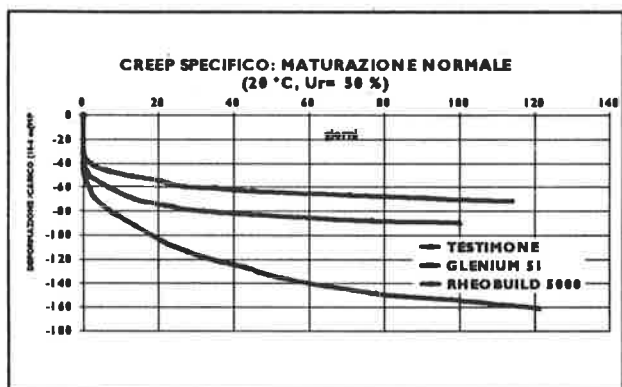


Figura 11: Creep specifico in condizioni di maturazione normale a 20 °C per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione rispettivamente dall'alto verso il basso con, gli additivi della famiglia CE, con superfluidificante e tal quale senza additivi

Evidenti i vantaggi legati ad una ridotta deformazione di tipo viscoso:

1. minori perdite di pretensione;
2. maggior affidabilità della struttura;

4.7.1 Creep specifico in condizioni di maturazione a a vapore

Analogamente al punto 5,7,1 evidenti i vantaggi legati ad una ridotta deformazione di tipo viscoso:

1. minori perdite di pretensione;
2. maggior affidabilità della struttura.



Figura 12: Creep specifico in condizioni di maturazione a vapore per calcestruzzo tipico utilizzato in prefabbricazione rispettivamente dall'alto verso il basso con, gli additivi della famiglia CE, con superfluidificante e tal quale senza additivi

4.8 Resistenza ai cicli di gelo e disgelo

Tale requisito risulta essere indispensabile per soddisfare le prescrizioni della UNI 9858 sulla durabilità in classi di esposizione ambientale di tipo 2b, 3, 4b.

Tuttavia per raggiungere valori assoluti di resistenza ai cicli di gelo e disgelo è necessario associare nella miscela anche un additivo aerante (AEA) in grado di creare un sistema di micro bolle d'aria uniformemente disperse tali da assicurare la libera espansione dell'acqua nel passaggio dalla fase liquida a solida e quindi l'annullamento di eventuali stati di coazione che si potrebbero ingenerare.

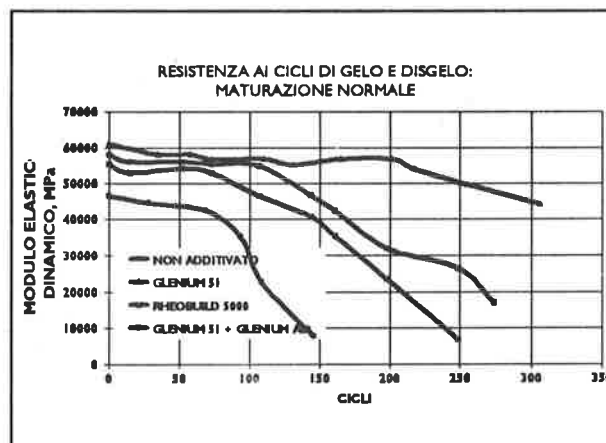


Figura 13: Resistenza ai cicli di gelo e disgelo per calcestruzzi maturati in condizioni di maturazione normale a 20 °C avente composizione tipica per il campo della prefabbricazione con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluidificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

5. PRESTAZIONI CARATTERISTICHE PER LE CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE AERATE (2b, 3, 4b) SECONDO UNI 9858

Per le classi di esposizione aerate (2b, 3, 4b) si riportano i dati più significativi ossia quelli relativi alla resistenza a compressione e alla resistenza ai cicli di gelo e disgelo. Anche per queste prove valgono le stesse composizioni caratteristiche delle miscele valide per le prove precedenti eccezione fatta per la quantità di aria inglobata.

5.1 Resistenza a compressione

Nel diagramma sottoriportato si possono notare le differenze evidenti nello sviluppo della resistenza a compressione anche nel caso di calcestruzzi aerati con additivo aerante (AEA) dosato in ragione di 150 ml/m³ per garantire una quantità d'aria aggiunta pari al 5-6%.

Nel dettaglio si noti lo sviluppo armonico e continuo nel tempo e soprattutto come la resistenza critica per il taglio delle armature di presollecitazione sia a 18 ore pari :

1. 19,2 MPa per il calcestruzzo non additivato e maturato a vapore

2. **41,6 MPa** per il calcestruzzo additivato con NS e maturato a vapore
3. **39,6 MPa** per il calcestruzzo additivato con CE e maturato naturalmente a 20°C
4. **38,1 MPa** per il calcestruzzo additivato con CE e **ATTIVATORE DI INDURIMENTO** e maturato naturalmente a 20°C

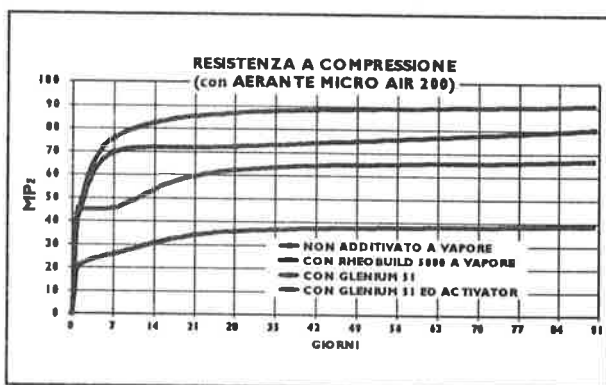


Figura 14: Sviluppo resistenza a compressione per calcestruzzo aerato con, rispettivamente dall'alto verso il basso, gli additivi della famiglia CE maturato a 20°C, superfluidificante e tal quale senza additivi a maturazione a vapore.

E' quindi possibile inglobare aria nel calcestruzzo anche in prefabbricazione senza pregiudicare la velocità del processo produttivo.

5.2 Resistenza ai cicli di gelo e disgelo

Eclatante è l'effetto della microaria aggiunta nell'impasto di tutti i calcestruzzi in esame; infatti l'aggiunta d'aria consente di superare brillantemente i 300 cicli previsti dalla normativa.

Migliorative comunque le prestazioni relative agli impasti realizzati con additivi CE.

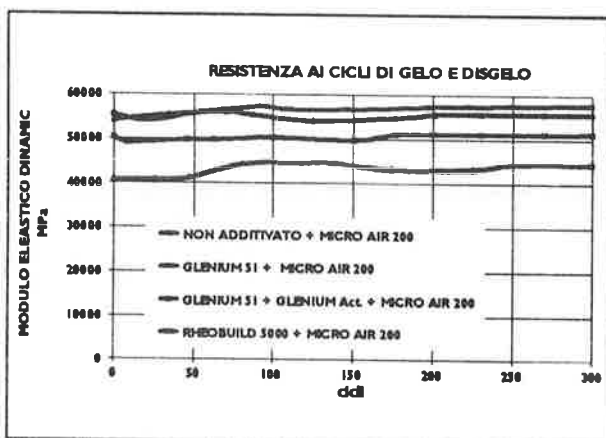


Figura 15: Resistenza ai cicli di gelo e disgelo per calcestruzzi aerati rispettivamente dall'alto verso il basso, additivo CE maturato a 20 °C con superfluidificante e tal quale senza additivi.

CONCLUSIONI

Dallo studio si è visto che eliminando il trattamento a vapore, sino ad ora ritenuto necessario per incrementare le resistenze iniziali, si possono eliminare anche i suoi effetti negativi sulla durabilità.

In questa memoria sono stati quindi presentati i documentati risultati di prove di laboratorio che dimostrano la possibilità di ottenere, con l'impiego di superfluidificanti della nuova generazione a base di carbossilati eteri (CE), a 18 ore e 20 °C, resistenze a compressione equivalenti a quelle ottenute usualmente con l'impiego di superfluidificanti a base di beta naftalene sulfonato (NS) e maturati a vapore.

La realtà produttiva degli impianti di prefabbricazione distribuiti su tutto il territorio nazionale hanno poi mostrato che tale sperimentazione è del tutto fedele e trasferibile alle quotidiane condizioni di produzione industriale ed apre di fatto la strada alla nuova generazione di strutture prefabbricate maturate nelle condizioni ambientali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALUNNO ROSSETTI V., SIVIERO E., 1996, "La durabilità secondo UNI 9858"
- [2] KHURANA R., 23/11/1996 "Costruire per 100 anni. GLENIUM: Prove sperimentali di laboratorio", Conferenza MAC S.p.A presso Villa Condulmer Mogliano Veneto (TV).
- [3] GOTTARDO R., 1997, "Software for concrete mix design, MAC S.p.A."

COMPOSITI CEMENTIZI INNOVATIVI CON FIBRE DI POLIVINILALCOOL NEL RISANAMENTO STRUTTURALE DI CANALI IN GALLERIA SOGGETTI A SCIAMI SISMICI E ALL'AZIONE ABRASIVA DELL'ACQUA

Giovanni MANTEGAZZA * - Fiorella RODIO **

(*) Ruredil S.p.a. - S. Donato Milanese- Milano-

(**) Ristruttura - Acireale-Catania

SOMMARIO

La presente nota illustra l'intervento pilota di risanamento ed impermeabilizzazione messo a punto per conto del Consorzio Acquedotto Etneo di Catania ed applicato nel canale in calcestruzzo di captazione e convogliamento delle acque sito nelle gallerie drenanti di Ciapparazzo - Bronte (CT). L'intervento pilota è stato condotto con materiali innovativi basati principalmente sull'utilizzo delle nuove fibre sintetiche di polivinilalcol aventi caratteristiche meccaniche paragonabili a quelle dell'acciaio e il vantaggio di non essere soggette a nessun tipo di corrosione chimica. L'intervento apre nuovi orizzonti nella tecnologia del recupero grazie all'impiego di materiali di alte prestazioni ed affidabilità.

SUMMARY

This note aims to explain the improvement and waterproofing pilot intervention designed for the "Consorzio Acquedotto Etneo" in Catania, and applied in the water collected conveying concrete conduct located in the draining tunnels in Ciapparazzo - Bronte (CT). The pilot intervention has been carried out with advanced materials mainly based on the use of new synthetic fibers in polyvinyl alcohol, the mechanical features of which can be compared to those of steel; furthermore, their advantage is not to be subject to any kind of chemical corrosion. This intervention is giving new opportunities as regards the recovery technology, thanks to the use of high-performing and highly reliable materials.

1. PREMESSA

L'intervento in esame è stato effettuato su un tratto di canale realizzato nelle gallerie "Ciapparazzo" di Bronte.

La soluzione tecnica per l'ottimizzazione del sistema non può prescindere da un'attenta disamina delle specifiche problematiche connaturate al sito ed alla natura del manufatto originario.

1.1 Cenni morfologici e geologici

Il sito in questione è posto in corrispondenza della porzione Sud-Occidentale della Tavoletta (1:25.000) "Bronte" II° N.E. - del foglio 261 della Carta d'Italia edita dall'Istituto Geografico Militare.

Dal punto di vista morfologico l'area presenta un continuo e progressivo degradare altimetrico (da Pizzo La Colla) in direzione Ovest interrotto di frequente da ammassi lavici o da lembi arenacei ed arenaceo-marnosi appartenenti al cosiddetto "Flysch Numidico".

Originariamente la morfologia degradava molto bruscamente, determinando un ben marcato asse vallivo di

convogliamento e di trasporto delle acque superficiali. Oggi tale asse (divenuto quindi un "paleo-asse") è stato riempito da numerose colate laviche e da depositi alluvionali e, pertanto, il convogliamento ed il trasporto avviene in profondità, in seno agli ammassi permeabili, sorretto dal sub-strato impermeabile e/o dagli strati alluvionali argillosi posti tra le varie colate laviche.

I terreni affioranti nella zona di interesse, quindi, sono rappresentati da colate laviche e da terreni sedimentari (arenarie ed argille marnose) appartenenti al "Flysch Numidico". Quelli sedimentari, più antichi, sono ricoperti dalle lave. Fra le lave di differenti età si sono depositati, nel tempo, sedimenti di origine alluvionale, ad elevata componente argillosa.

Tali depositi, accertati per mezzo di numerosi sondaggi e, peraltro, attraversati dalle opere in sotterraneo, sono rappresentati da ciottoli (per lo più arrotondati) quarzarenitici e lavici immersi in una abbondantissima matrice argillo-limosa.

I singoli orizzonti alluvionali hanno spessore variabile da uno ad alcuni metri.

Di seguito è riportata una sezione geolitologica schematica dalla quale si evince facilmente la dinamica di deposizione e di formazione di tali depositi ed il posizionamento dello sbocco delle Gallerie.

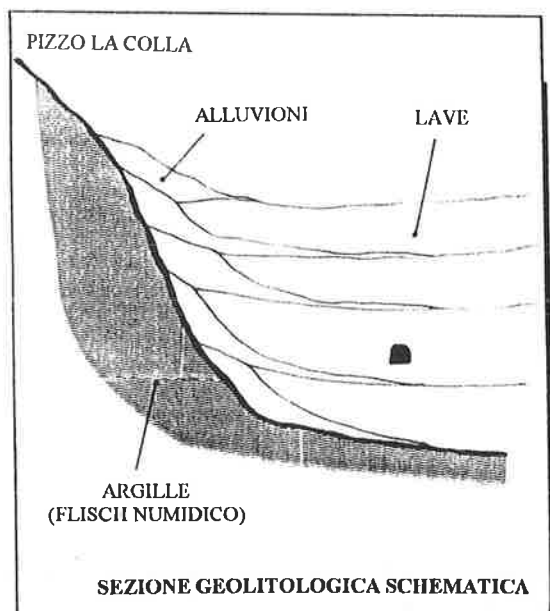


Figura 1

La successione riscontrata nell'area comprende una serie di colate laviche, generalmente di limitata potenza, che hanno interessato in tempi storici (tra il XVII° e il XII° secolo) le estreme pendici occidentali dell'Etna.

Le lave giacenti in profondità sono, con tutta probabilità, ascrivibili a colate appartenenti al "Mongibello Antico".

Per la loro composizione mineralogica e chimica questi prodotti eruttivi possono collocarsi nella serie di differenziazione dei basalti alcalini etnei.

Nelle lave in esame è ben visibile, sia in superficie che lungo la galleria in seno all'ammasso, una fessurazione ed una criptofessurazione per "ritiro da raffreddamento". Siffatte discontinuità sono state, probabilmente, rese ancora più manifeste dalle azioni indotte dai numerosissimi sismi di varia entità che hanno interessato il versante Nord Occidentale etneo.

Si sottolinea, a tal proposito, che il territorio comunale di Bronte è stato incluso nel novero delle zone sismiche di II° Categoria (Decreto del Ministero LL.PP. del 23/09/81, pubblicato sulla G.U.R.I. n°314 del 14/11/81 - "Aggiornamento delle zone sismiche della Regione Sicilia").

La permeabilità dei terreni superficiali molto elevata fa sì che le acque meteoriche penetrino rapidamente nel sottosuolo disperdendosi, attraverso le numerose fratture, entro la falda freatica fluente al tetto dell'orizzonte impermeabile.

Il sistema di circolazione delle acque, che direttamente deriva dall'apporto delle acque meteoriche e dallo scioglimento delle nevi, è perfettamente regolato dall'andamento del basamento sedimentario impermeabile (Flysch Numidico) e dai "paleoassi" in esso presenti.

In generale tale basamento, degradante verso il Simeto, giace, nel territorio in argomento, ad una profondità variabile da 0 (in corrispondenza del Pizzo La Colla) a circa 200 metri.

1.2 Tipologia del manufatto

Le gallerie Ciapparazzo, che si sviluppano in corrispondenza delle balze morfologiche rilevate lungo il margine Ovest dell'area denominata Pizzo La Colla, ospitano un sistema acquedottistico di opere di captazione in sotterraneo e di trasporto delle acque (fig.2) rappresentate da:

- Galleria Vecchia (V1, V2, V3, V4);
- Galleria di Eduzione fino allo sbocco;
- Pozzo di scarico;
- Pozzo di servizio;
- Pozzo di drenaggio;
- Galleria di By-pass;
- Galleria di Trasporto.



Fig. 2

L'intervento di recupero ed impermeabilizzazione è stato effettuato nella Galleria di Trasporto nel tratto a valle del Pozzo di servizio (come evidenziato in fig. 2).

Il cavo della galleria, di sezione variabile da 10 a 15 metri quadri, è stato realizzato esclusivamente con il sistema tradizionale, ossia con normali compressori e martelli pneumatici e/o con demolitori.

In alcuni tratti il fronte di roccia lavica incontrata ha presentato elevata tenacità ed assoluta mancanza di fessure o fratture rendendo necessario l'impiego di materiali esplosivi.

Complessivamente l'ammasso sbancato ha presentato un'elevata stabilità complessiva per cui non è stato eseguito alcun rivestimento tradizionale.

Al fine, tuttavia, di evitare "rilasci" e distacchi dei blocchi, è stata collocata una rete a maglie larghe (in calotta e nella porzione superiore dei piedritti), sorretta da una sistematica bullonatura eseguita con elementi del $\Phi = 26$ mm e dello sviluppo non eccedente i 3 metri.

Solo alcuni modesti tratti, in presenza di "terra rossa" e di materiali scoriacei, localmente noti con il nome generico di "rinfusa", sono stati rivestiti di una boiaccia di acqua e cemento collocata a mano.

Per evitare l'inquinamento e l'insudiciamento delle acque reperte, è stato realizzato un canale di scorrimento delle acque ed un camminamento adeguatamente rivestiti protetti.

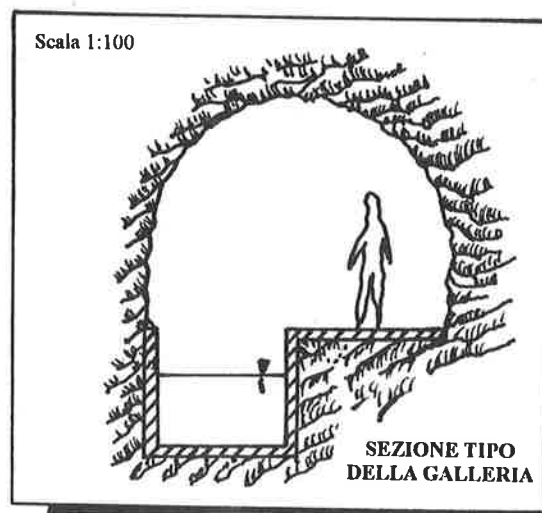


Fig. 3

2. PROBLEMATICHE TECNICHE

Per la stessa natura dei luoghi, il magrone che riveste il canale è soggetto a frequenti "sciami sismici" che hanno determinato numerose microfessure e lesioni di diversa entità che, permettendo l'infiltrazione dell'acqua fino allo strato impermeabile, posto a quota sottostante, hanno pregiudicato la tenuta globale dell'opera.

L'azione dell'acqua, inoltre, ha praticamente divelto, negli anni, lo strato di calcestruzzo in numerosi punti critici del percorso, causando l'asportazione ed il trasporto di elementi solidi che hanno incrementato ulteriormente l'erosione delle sponde e del fondo.

L'entità delle perdite, in termini di risorse idriche, stimate dall'Ente, ha raggiunto valori non più trascurabili, anche in considerazione delle esigenze di approvvigionamento idrico dell'utenza, determinando l'urgenza di trovare una soluzione tecnica, economicamente vantaggiosa, per risolvere il problema.

Mentre in un primo momento si era pensato di effettuare isolate e sporadiche azioni di manutenzione, dai numerosi sopralluoghi effettuati lungo tutto il percorso della galleria è emersa l'urgenza di intervenire in maniera radicale sull'intero canale.

Nonostante la presenza dell'acqua, dovuta al fatto che l'opera era in esercizio, si sono riscontrate, infatti, numerose zone in cui il rivestimento originario in calcestruzzo risultava fortemente danneggiato ed eroso.

In virtù delle considerazioni innanzi esposte sulle cause che hanno determinato il depauperamento dell'opera, si sono ipotizzate, inoltre, in diverse zone del letto e delle sponde del canale, numerosi punti critici oltre ad una diffusa, e non trascurabile, presenza di microfessure e lesioni difficilmente riscontrabili se non con una accurata indagine puntuale.

D'altra parte il problema dell'impermeabilizzazione della galleria di Bronte già da tempo si era posto all'attenzione dell'Ente che aveva predisposto, nel passato, alcuni interventi, ancora visibili lungo il percorso, in particolari tratti fortemente sollecitati e, di conseguenza, danneggiati ponendo in opera teli in materiale plastico fissati alla struttura con centine in acciaio.

Ancora oggi si può osservare la presenza di diffusi rigonfiamenti della guaina in PVC dovuti all'infiltrazione dell'acqua che ha asportato o rimosso i fermi dalla loro sede naturale.

L'urgenza e l'importanza dell'intervento ha portato il personale tecnico dell'Ente ad esaminare diverse possibili opzioni mirate alla riqualificazione dell'opera compresa quella di intubare l'acqua captata dismettendo, di fatto, il canale; soluzioni definitive ma di eccessivo onere economico.

L'ipotesi di realizzare una condotta è stata, inoltre, scartata poiché la captazione della risorsa idrica avviene, oltre che da due fronti iniziali e dall'emungimento di alcuni pozzi lungo il percorso, anche da innumerevoli piccoli rivoli che sgorgano dalla calotta della galleria e confluendo nel canale, costituiscono un costante apporto di acqua di entità non trascurabile.

La riqualificazione e l'ottimizzazione dell'opera ha imposto, quindi, un intervento di risanamento radicale che, senza stravolgere le caratteristiche della stessa, fosse risolutivo nel tempo.

E' stata, quindi, condotta, un'attenta ricerca mirata ad individuare tecniche e tipologie di materiali che, integrandosi perfettamente con l'esistente, potessero costituire una risposta sia per l'azione meccanica dell'acqua che per i continui fenomeni sismici di lieve entità ma continuamente presenti nel sito in virtù dell'attività vulcanica.

Non avendo memoria di esperienze compiute in analoghe situazioni connesse oltre alla funzione alla particolarità del sito, si è, infine, deciso di mettere a punto un intervento pilota, da effettuare in un punto fortemente critico, per poter meglio valutarne l'efficacia e, eventualmente, decidere per la riqualificazione complessiva del canale avvalendosi di una tecnologia mirata al recupero e all'impermeabilizzazione della struttura esistente.

3. TECNOLOGIA DELL'INTERVENTO

Si è effettuata la deviazione delle acque con la conseguente asportazione del materiale depositato sul fondo del canale. Si è, quindi, provveduto alla pulizia dell'intera sezione onde eliminare incrostazioni, muffe e materiale limoso in genere.

In seguito, si è predisposto un accurato e scrupoloso controllo della superficie da trattare per individuare e rimuovere totalmente il calcestruzzo ammalorato sul fondo e sulle sponde del canale.

L'intervento vero e proprio è stato effettuato realizzando uno strato, dello spessore di circa cm 5 sul fondo e di circa cm 2 sulle sponde, con una malta premiscelata a base cementizia con fibre di polivinilalcol, avendo cura di raccordare i collegamenti tra le pareti verticali ed il letto assicurando la continuità, anche attraverso la posa di una rete poliestere, in modo da ridurre al minimo i punti critici di concentrazione delle forze.

In seguito, dopo aver regolarizzato il sottofondo, si sono applicati, su tutta la superficie, due strati di circa mm 2-3 di malta bicomponente a base di polimeri modificati.

In considerazione della tipologia dell'intervento e delle problematiche relative al sito è stato sostituito il polimero acrilico con una miscela di polimero stirolobutadiene e acrilvinilico modificato.

Si è ritenuto di dover modificare la composizione base onde migliorare il potere adesivo del materiale unitamente all'elasticità dello stesso per poter contrastare con maggiore efficacia il fenomeno degli "sciami sismici".

Per conferire all'opera una totale impermeabilità all'acqua si è, infine, applicata una mano di pittura atossica (regolarmente certificata per acqua potabile) bicomponente a base epossidica esente da solventi, ideale per l'impermeabilizzazione di superfici in calcestruzzo a contatto con acqua potabile

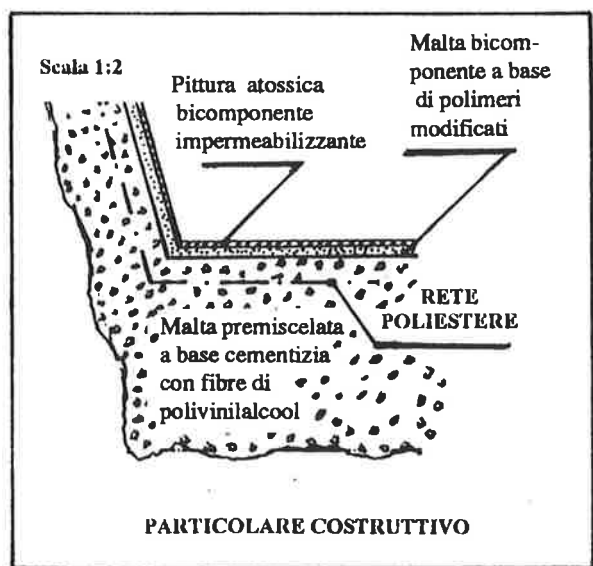


Fig. 4

4. MATERIALI

4.1 Compositi cementizi con fibre di polivinilalcol (Exocem PVA)

Trattasi di malta cementizia premiscelata a base di cemento, inerti selezionati, additivi e fibre non metalliche ad alto modulo, a base di polivinilalcol. Questa malta viene consigliata in modo particolare nei casi di ripristino strutturale in cui, a causa delle severe condizioni chimico ambientali si teme la corrosione delle fibre. Infatti a differenza di tutte le malte fibrerforzate con fibre di acciaio o di speciali leghe metalliche, oggi in commercio, le fibre contenute nella malta sono di origine sintetica e non subiscono nessuna forma di corrosione, ossidazione o degrado chimico anche in condizioni ambientali particolarmente aggressive.

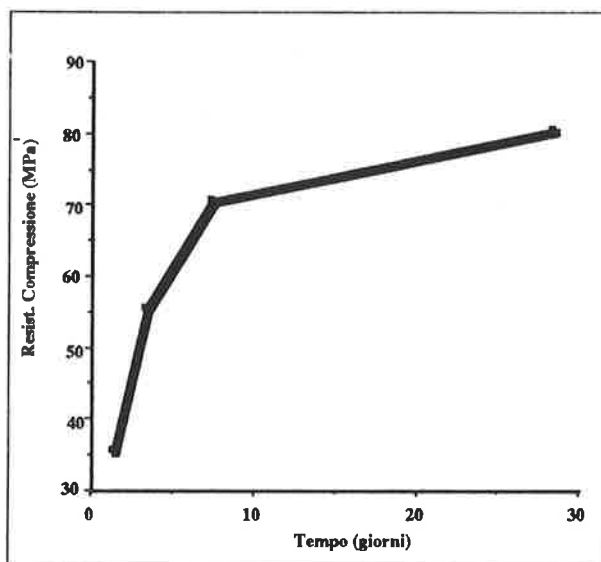
4.1.2. Caratteristiche tecniche

Le prove sono state eseguite presso i laboratori di ricerca della Ruredil Spa e quelli dell'Istituto di Scienza delle costruzioni dell'Università di Bologna. Tempo di lavorabilità malta fresca (20°C): circa 40 minuti dalla miscelazione.

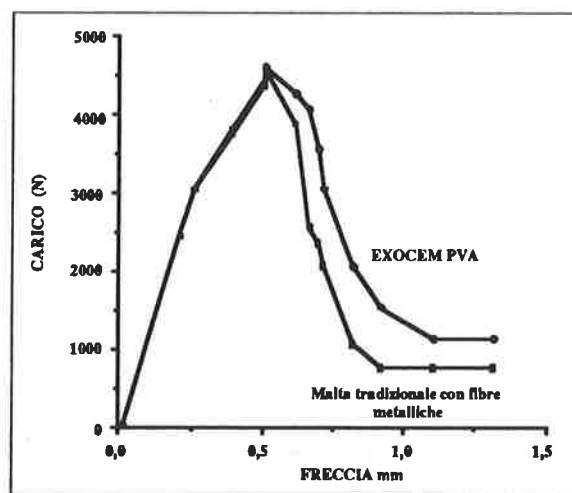
Modulo elastico a 28 gg: 350.000 kg/cm²
Adesione al calcestruzzo per trazione diretta: > 3 Mpa (si rompe il sottofondo)

Proprietà meccaniche:

a) Resistenze a compressione



b) curva carico-deformazione dei provini inflessi 4x4x16 cm con intagli in mezzaria con profondità 10 mm. Come mostrato nel grafico, l'Exocem PVA presenta una duttilità (area sottesa dalla curva) maggiore di quella di una malta con fibre metalliche lisce



4.2 Composito cementizio bicomponente a basso modulo elastico e alto potere adesivo (Rasochem Grip SR)

Trattasi di una malta a base di miscele di cementi, di filler selezionati e di una dispersione di speciali resine sintetiche che costituisce un protettivo cementizio impermeabile in spessore sottile, resistente alla pressione permanente diretta e indiretta dell'acqua (fino a 0.5 atm).

Particolarmente consigliata dove necessita una forte adesione al supporto, accompagnata da una elevata capacità di deformazione elastica; consente l'applicazione anche su supporti microlesionati superficialmente.

4.2.1 Caratteristiche tecniche della malta

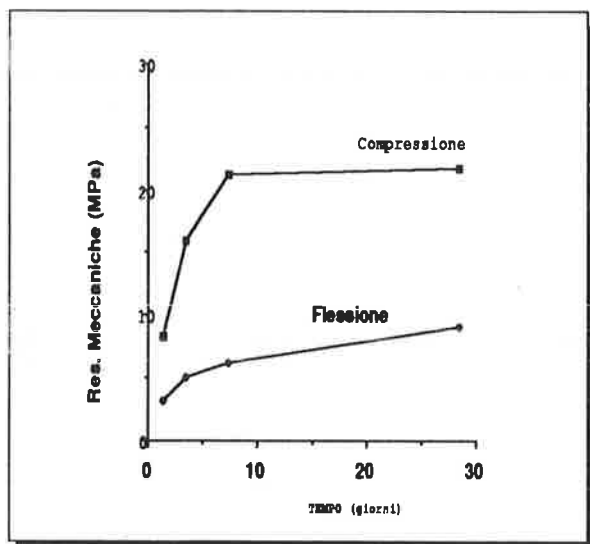
Le prove non state eseguite presso il Laboratorio Ricerca della Soc. Ruredil

-Temperatura minima di applicazione: + 5°C

-Tempo di lavorabilità: 35 -40 minuti a 20 °C

-Adesione al calcestruzzo : > 2,5 MPa

-Modulo elastico statico a 28 gg: 90.000 kg/cm²



4.3 Pittura impermeabilizzante atossica per contenitori di acqua potabile per il rivestimento di serbatoi e condotte di acqua potabile (Aquacoat)

E' un prodotto bicomponente (resina e catalizzatore) a base epossidica, esente da solventi e completamente atossico per l'impermeabilizzazione di superfici in calcestruzzo a contatto con acqua potabile. Dopo completo essiccamento, forma una pellicola liscia, di colore avorio, uniforme ed impermeabile.

Per la particolare applicazione (contatto con acqua potabile) è stata certificata la non tossicità presso l'Istituto di Igiene di Bologna. (Certificato emesso il 28/11/91)

5. CONCLUSIONI

L'intervento pilota, benchè effettuato in un punto particolarmente critico del canale, con manodopera normalmente reperibile sul mercato e con difficoltà proprie del lavoro in galleria, aggravate dalla presenza dei tubi di by-pass, ha dato, a distanza di più di un anno, ottimi risultati riuscendo a risolvere una serie di problematiche connaturate alla funzione ed al sito dell'opera. Esso ha aperto, di fatto, nuovi orizzonti nella tecnica del recupero dei canali in calcestruzzo grazie all'impiego di materiali d'avanguardia offrendo un contributo per la soluzione dell'annoso prolema della fessurazione nelle strutture idrauliche ubicate in zona sismica.

L'intervento, infatti, sembra risolvere a pieno il problema di assicurare la tenuta di un canale in calcestruzzo, incrementando le caratteristiche di resistenza del substrato e conferendo la necessaria elasticità per assorbire le deformazioni dovute alle azioni sismiche, nel rispetto del giusto rapporto qualità-prezzo.

N.B. Si ringrazia il Presidente del Consorzio Acquedotto Etneo di Catania, Dott. Giuseppe Giuffrida, che con la sua lungimiranza e spiccato acume manageriale ha contribuito alla buona riuscita di questa sperimentazione.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] ARDUINI-DI TOMMASO-MANTEGAZZA "Compositi cementizi vinil-fibrosi proiettati (Shotcrete) per il rinforzo temporaneo delle cavità sotterranee" - Giornate AICAP '95
- [2] GATTI-MANTEGAZZA -MOLA- RIZZO Impiego del calcestruzzo fibrorinforzato nelle opere di pavimentazione di impalcati per parcheggi sotterranei - Giornate AICAP '95

EFFETTI DI SCALA SULLE MODALITÀ DI COLLASSO DI ELEMENTI DI CONGLOMERATO NON ARMATI AL TAGLIO

Annibale Luigi MATERAZZI

Associato di Progetto di Strutture
Istituto di Energetica della Facoltà di Ingegneria. Università di Perugia.

Emanuele Filiberto RADOGNA

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. Università di Roma "La Sapienza".

SOMMARIO

Nel presente lavoro viene affrontato il tema degli effetti di scala nella rottura per taglio degli elementi di cemento armato privi di armatura trasversale. Dopo brevi richiami di meccanica della frattura, con particolare riferimento a quella non lineare, vengono esaminati i due più noti modelli disponibili per la previsione dell'effetto di scala. Sulla base delle sperimentazioni fisiche disponibili vengono eseguiti confronti fra i due modelli, giungendo alla conclusione che nei campi di dimensioni usuali le loro prestazioni sono equivalenti. Allo scopo di approfondire comunque il problema, viene presentato un programma di indagini sperimentali e numeriche di carattere innovativo.

SUMMARY

In the present paper the topic of scale effects in the shear failure of reinforced concrete elements without stirrups is tackled. After some recalls on fracture mechanics, with special reference to non-linear fracture mechanics, the models of the size effect are reviewed. Using available experimental results, comparisons are carried out between the models, coming to the conclusion that their performances are equivalent in the field of the usual structural dimensions. In order to probe the problem, a programme of experimental and numerical analyses is presented.

1. PREMESSE E SCOPI

Il caso delle travi e delle solette di cemento armato prive di armatura a taglio, previsto dalle normative tecniche, costituisce un tema di studio legato non solo allo sviluppo di indagini sperimentali specifiche, ma anche all'approfondimento teorico degli aspetti di meccanica della di frattura che governano il problema.

La rottura per taglio, specialmente quella degli elementi privi di un'apposita armatura trasversale, è un tipico esempio di frattura fragile. In particolare le

lesioni inclinate dovute al taglio si sviluppano a partire da quelle verticali dovute alla flessione e si propagano in modo stabile all'aumentare del carico, finché, raggiunto il carico ultimo, si verifica la rottura fragile.

Le esperienze di laboratorio e le osservazioni sperimentali su prototipi mostrano che la resistenza a trazione dei materiali fragili, quali il vetro ed il conglomerato cementizio non armato, dipende in modo significativo dalle dimensioni del campione.

Questo fenomeno, che è comunemente indicato come "effetto di scala", costituisce una delle principali

difficoltà nella realizzazione della similitudine meccanica completa tra modelli in scala ridotta e prototipi e quindi nella estensione alle strutture reali dei risultati ottenuti in laboratorio.

Nel passato è stato tentato più volte di fornire una interpretazione razionale di questo fenomeno.

Primo ad occuparsi di tale problema, Griffith [1] propose nel 1920 una teoria per spiegare la resistenza alla frattura del vetro, sostanzialmente basata sull'idea che il materiale contenesse difetti interni a forma di fessure, pervenendo ad una formulazione di tipo energetico.

Weibull [2] ha utilizzato, invece, metodi esclusivamente probabilistici, basati su ipotesi di comportamento del materiale di tipo empirico, per giungere alla teoria della frattura fragile secondo il concetto dell'"anello più debole".

Espressione di un punto di vista sostanzialmente simile è la ben nota spiegazione fornita da Neville [3], secondo il quale l'effetto di scala è legato al fatto che la probabilità di trovare una fessura di dimensioni critiche aumenta con il numero di fessure presenti e quindi con il volume del campione.

L'applicazione di tali teorie ai casi reali si è mostrata però difficile e scarsamente confortata dai risultati.

In anni più recenti sono stati applicati a tale problema due metodi diversi.

Da un lato la meccanica della frattura, ed in particolare la meccanica della frattura non-lineare (Bazant, [4]), ha mostrato di poter fornire gli strumenti teorici per interpretare in modo razionale il fenomeno della diminuzione della resistenza di elementi di c.a. all'aumentare delle dimensioni. Dall'altro sono state proposte teorie innovative, basate sulla osservazione delle caratteristiche della superficie di rottura e sui metodi della geometria frattale (Carpinteri, [5]).

Le teorie sopra ricordate conducono a previsioni di comportamento differenti nel campo dei rapporti di scala molto elevati.

Il presente lavoro si inserisce in questa discussione, evidenziando innanzitutto la scarsità di dati sperimentali relativa ad elementi di dimensioni paragonabili a quelle dei componenti di c.a. effettivamente utilizzati nell'industria delle costruzioni. Difatti, a tutt'oggi, il campo di interesse delle dimensioni dei componenti reali, che può ritenersi costituito da elementi la cui sezione trasversale presenta altezze comprese tra i 20 cm – valore rappresentativo di travetti da solaio - ed i 300 – valore rappresentativo di travate a cassone di grande luce -, non risulta ancora esplorato in modo completo e con un numero significativo di provini.

Una ulteriore motivazione all'approfondimento del problema è fornita dal rinnovato interesse circa l'applicazione dei metodi della meccanica della frattura

alle strutture di cemento armato suscitato dalla pubblicazione del Model Code '90 del C.E.B. il quale, per la prima volta, inserisce esplicitamente una grandezza propria della meccanica della frattura del conglomerato, l'energia di frattura G_{IC} , in una normativa tecnica.

Peraltro lo stesso C.E.B. già nel Model Code '78 aveva fornito formule empiriche per correlare la resistenza al taglio del conglomerato non armato con le dimensioni dell'elemento, formule poi ribadite dal Model Code '90 ed incorporate anche nella normativa italiana.

In campo italiano è opportuno ricordare la Bozza di raccomandazione tecnica sui conglomerati cementizi ad alta resistenza predisposta dalla Commissione Calcestruzzi Speciali dell'Aicap [6], che contiene, al capitolo 3, dei richiami di meccanica della frattura.

Nel presente lavoro, facendo seguito a studi precedenti [7], dopo aver richiamato i principi teorici della meccanica della frattura del conglomerato cementizio, vengono discusse criticamente le principali teorie in grado di affrontare il problema degli effetti di scala e viene presentato il programma delle ricerche in corso su tali temi, ricerche che comprendono sia indagini numeriche che indagini sperimentali.

2. RICHIAMI DI MECCANICA DELLA FRATTURA DEL CONGLOMERATO

Nel caso dei materiali metallici, la meccanica della frattura si avvale essenzialmente della teoria elastica lineare (LEFM), talvolta corretta con accorgimenti appropriati che tengono conto dei fenomeni anelastici che si verificano all'apice della fessura.

Nel caso del conglomerato cementizio questi metodi risultano non applicabili per i seguenti motivi:

- la zona di processo all'apice della fessura, zona in cui si sviluppano le deformazioni plastiche, non è sufficientemente piccola rispetto alle dimensioni del provino;
- le tensioni nella zona di processo decrescono all'aumentare del carico;
- la meccanica della frattura convenzionale è organizzata per trattare la propagazione di fessure preesistenti, mentre nel caso del conglomerato è importante studiare anche il fenomeno della formazione di nuove fessure.

Il primo tentativo di applicazione della meccanica della frattura al caso del conglomerato cementizio è dovuto a Kaplan [8], che fece riferimento alla teoria di Griffith.

Kaplan eseguì prove di flessione a tre ed a quattro punti allo scopo di determinare l'energia di frattura G_{IC} . Egli eseguì le prove utilizzando campioni di varie dimensioni e notò che G_{IC} variava fortemente da un caso all'altro, naturalmente a parità di materiale. Egli attribuì questa variabilità al fenomeno della propagazione lenta della fessura ("slow crack growth"), che si manifesta prima della propagazione instabile della lesione.

A questo lavoro fondamentale fece seguito nel 1963 un importante articolo dovuto a Romualdi e Batson [9], che eseguirono una serie di prove di trazione su elementi di c.a. con fessure predisposte ed osservarono la crescita di G_{IC} al crescere della lunghezza iniziale dell'intaglio. Questo comportamento fu da loro attribuito all'essere G_{IC} funzione crescente della lunghezza iniziale della lesione.

Welch ed Haisman nel 1969 [10], come già Kaplan in precedenza, spiegarono la variabilità di K_{IC} e G_{IC} con la propagazione lenta della fessura. A differenza di Romualdi, però, e di altri studiosi a seguire, chiarirono il ruolo di K_{IC} e di G_{IC} quali costanti del materiale e soprattutto la loro indipendenza dalla resistenza ultima.

Nel 1971 Shah e McGarry [11] affrontarono il problema della sensibilità all'intaglio ("notch sensitivity") e giunsero alla conclusione che la malta di cemento ed il conglomerato sono insensibili all'intaglio quando la fessura è minore di due o tre centimetri. Essi sostennero che il valore critico della lunghezza della fessura, che conduce a propagazione instabile della stessa, dipende dalle dimensioni dell'inerte, ma non sottolinearono invece che esso dipende principalmente dalle dimensioni del provino.

Nel 1976 furono pubblicati due lavori fondamentali sulla dipendenza della sensibilità all'intaglio dalle dimensioni dei provini.

Walsh [12] affermò che solo in provini sufficientemente grandi la zona delle tensioni perturbate dalla fessura può essere considerata circondata da una zona in cui le tensioni sono in accordo con quelle previste dalla meccanica della frattura elastica lineare. Fu inoltre il primo a dubitare del fatto che la propagazione lenta della fessura comporti la variabilità di K_{IC} . A tale proposito considerò non affidabili, in quanto ottenuti con provini troppo piccoli, i risultati sperimentali degli autori precedenti che avevano riscontrato la variabilità di K_{IC} .

Hillerborg, Modeer e Petersson [13] proposero un modello idoneo a simulare l'avanzamento della fessura nel conglomerato. Concettualmente simile a quello dovuto a Barenblatt [14], esso assume che la fessura si propaghi quando la tensione normale al suo apice raggiunge la resistenza a trazione. Quando la fessura si apre, la tensione di trazione non cade immediatamente a

zero, ma decresce con gradualità al crescere dell'apertura della lesione.

Nel 1979 Strange e Bryant [15] presentarono i risultati di prove di flessione e di trazione condotte su conglomerati, malte e paste. I valori di tenacità così determinati risultarono variabili con le dimensioni dei provini e delle fessure. Gli Autori pervennero alla conclusione, corretta, che questi fenomeni indicassero la presenza di un comportamento anelastico locale all'apice della fessura. Essi osservarono inoltre che il fenomeno della propagazione lenta della fessura non si era rivelato nelle prove di flessione.

Nel 1980 Carpinteri [16] applicò i metodi dell'Analisi Dimensionale allo studio della sensibilità all'intaglio di materiali fragili e di materiali duttili.

Egli attribuì la variabilità del valore di K_{IC} riscontrato nelle prove di flessione alla competizione fra due modalità di rottura diverse: la prima per superamento della resistenza meccanica e la seconda per propagazione della fessura. L'attivarsi di una delle due modalità dipende dalle dimensioni del provino e della fessura. L'applicazione del Teorema di Buckingham sulla similitudine condusse l'Autore alla individuazione di un parametro adimensionale s , numero di fragilità, che governa il fenomeno della sensibilità all'intaglio.

Proseguendo nella direzione delineata da Carpinteri, Bazant [4] giunse a proporre nel 1984 una legge analitica per la previsione degli effetti di scala nella rottura delle strutture di conglomerato cementizio.

Numerosi tentativi furono quindi intrapresi al fine di applicare la meccanica della frattura all'analisi della sicurezza delle strutture di cemento armato ed in particolare alla verifica delle sezioni inflesse con semplice o doppia armatura. Ricordiamo a tal proposito le proposte di Carpinteri [17] del 1984 e di Hillerborg [18] del 1990.

Questi tentativi, basati sostanzialmente sull'idea di utilizzare la meccanica della frattura del conglomerato per scopi progettuali, così come avviene da tempo nel caso delle strutture dell'ingegneria meccanica, non hanno avuto successo, come peraltro era da attendersi per argomenti innovativi di rilevante importanza che non sono ancora inclusi negli insegnamenti universitari.

In anni recenti sono poi state proposte teorie innovative per la interpretazione degli effetti di scala negli elementi di conglomerato cementizio, basate sullo studio della natura frattale della superficie di rottura.

In particolare Carpinteri [5] nel 1994, partendo dalla osservazione che, nel campo degli elementi di ridotte dimensioni, la tensione di rottura può assumere valori elevati, mentre per quelli di grandi dimensioni essa diminuisce fino a raggiungere un valore asintotico diverso da zero, giunse a proporre una legge di scala alternativa a quella dovuta a Bazant.

3. MODELLI DI PREVISIONE DEGLI EFFETTI DI SCALA NELLE STRUTTURE DI CONGLOMERATO

3.1 Considerazioni generali

Come ricordato nel paragrafo precedente le prove sperimentali hanno mostrato variazioni della tenacità K_{IC} all'aumentare della lunghezza iniziale della fessura, un aumento di K_{IC} con la crescita delle dimensioni del provino, la variabilità di K_{IC} al variare della organizzazione della prova sperimentale.

La motivazione fornita da Carpinteri circa la coesistenza di due modalità di rottura in competizione fra loro viene oggi concordemente accettata dalla comunità scientifica per interpretare tali fenomeni.

In sostanza la prima modalità, rottura per superamento della resistenza, si realizza nel caso di provini molto piccoli, la seconda, rottura per frattura vera e propria, nel caso invece di provini molto grandi.

La transizione dall'una all'altra modalità di rottura avviene con gradualità, al variare delle dimensioni, passando attraverso un campo di "rotture miste", in cui si verifica ancora il collasso per superamento della resistenza statica, ma la struttura è già sufficientemente grande da risentire degli effetti delle concentrazioni di tensione.

La maggior parte delle strutture dell'ingegneria civile di tipologia ricorrente ha dimensioni tali da rompersi per superamento della resistenza meccanica o per rottura mista.

Una autentica rottura per frattura può verificarsi in teoria solo per opere di eccezionali dimensioni, quali ad esempio, le dighe.

Peraltro le disposizioni costruttive comunemente impiegate, consistenti nella costruzione delle opere per conci, le cui dimensioni sono dettate dai volumi di calcestruzzo che possono essere gettati in una sola volta, conducono alla realizzazione di giunti che prefigurano potenziali fessure, influenzando in maniera rilevante lo sviluppo del fenomeno.

3.2 La legge proposta da Bazant

La legge di scala proposta da Bazant [4] per la determinazione della effettiva resistenza dei materiali fragili a partire dal correlativo valore nominale, è espressa dalla legge analitica seguente, che è rappresentata in fig. 1:

$$\sigma_N = \beta f_t \left(1 + \frac{d}{\lambda_0 d_a} \right)^{-1/2} \quad (1)$$

in cui:

σ_N è la tensione di rottura effettiva;

d è la dimensione caratteristica del provino;

f_t è la resistenza nominale del materiale;

β e λ_0 sono due costanti empiriche che possono essere determinate da prove su campioni geometricamente simili ma di dimensioni diverse;

d_a è la dimensione dell'inerte.

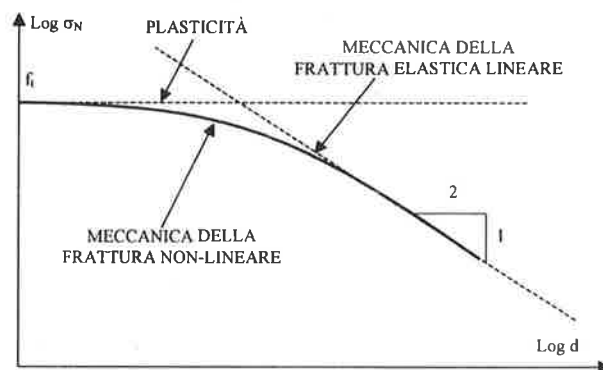


FIG. 1 – Effetto delle dimensioni strutturali sulle modalità di rottura secondo Bazant [4].

Si tratta in sostanza di una curva dedotta applicando i metodi dell'analisi dimensionale in grado di raccordare con una curva continua i tre campi di comportamento a rottura: quello dominato dalla resistenza statica per i piccoli valori della dimensione d del provino, quello governato dalla meccanica della frattura elastica lineare per grandi valori di d e quello intermedio della meccanica della frattura non lineare.

L'esponente $-1/2$ presente nella formula denuncia la tendenza della curva a seguire la meccanica della frattura lineare al crescere di d . A titolo di esempio, infatti, lo stato tensionale in una lastra piana indefinita di materiale elastico, contenente una fessura lineare passante di lunghezza $2a$ e sottoposta ad un campo tensionale omogeneo all'infinito (fig. 2), è espresso dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= K_I (2\pi r)^{-1/2} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_y &= K_I (2\pi r)^{-1/2} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \tau_{xy} &= K_I (2\pi r)^{-1/2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \end{aligned} \quad (2)$$

La applicazione della legge di scala di Bazant

conduce al risultato che strutture di calcestruzzo sufficientemente grandi possono rompersi quando sottoposte ad uno stato di tensione prossimo allo zero, conclusione che contrasta con l'intuizione ed anche con l'evidenza sperimentale.

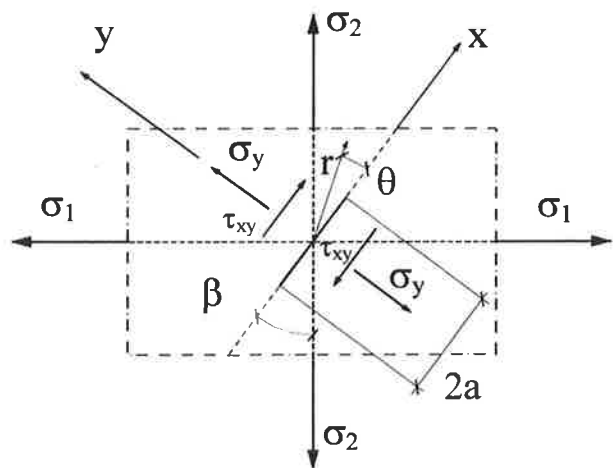


FIG. 2 – Fessura in una lastra indefinita.

Per questo motivo lo stesso Bazant, insieme ad alcuni collaboratori, ha successivamente proposto in [19] un perfezionamento della (1) considerando la presenza di un termine additivo costante, che impedisce l'annullamento della tensione di rottura effettiva, giungendo alla formulazione della espressione:

$$\sigma_N = \beta f_t \left(1 + \frac{d}{\lambda_0 d_a} \right)^{-1/2} + \sigma_0 \quad (3)$$

3.3 La legge proposta da Carpinteri

La legge di scala proposta da Carpinteri [5] è basata, come già anticipato, sullo studio della natura frattale della superficie di rottura e su come l'apetto di quest'ultima vari al variare delle dimensioni del provino.

In particolare nel caso di elementi di ridotte dimensioni le superfici di frattura sono caratterizzate da un estremo disordine, a causa del rilevante valore del rapporto tra la dimensione degli inerti e quella rappresentativa dell'elemento stesso. Di conseguenza il legame tra la tensione di rottura e la dimensione rappresentativa è lineare in scala bilogarithmica con pendenza $-1/2$, esattamente come nel caso della meccanica della frattura elastica lineare.

Nel caso, invece, di elementi di grandi dimensioni,

le superfici di rottura si presentano estremamente "ordinate", in quanto il rapporto tra inerti e sezione diventa sempre più piccolo all'aumentare delle dimensioni del provino. Di conseguenza il legame tensione-dimensione diviene costante in scala bilogarithmica (fig. 3).

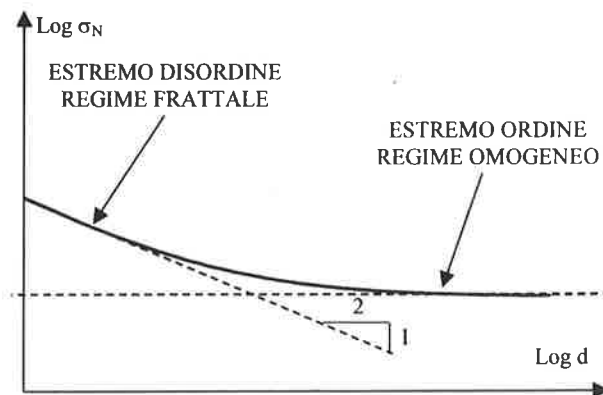


FIG. 3 – Effetto delle dimensioni strutturali sulle modalità di rottura secondo Carpinteri.

La transizione fra i due regimi avviene con gradualità secondo la relazione interpolante:

$$\sigma_N = f_t \left(1 + \frac{l_{ch}}{d} \right)^{1/2} \quad (4)$$

in cui:

σ_N è la tensione di rottura effettiva;

f_t è la resistenza nominale del materiale;

d è la dimensione caratteristica del provino;

$l_{ch} = \alpha d_{max}$, con α costante di proporzionalità e d_{max} dimensione dell'inerte.

Si può notare, in sostanza, che le argomentazioni concettuali utilizzate nella formulazione del modello di Carpinteri sono totalmente opposte a quelle del modello di Bazant.

Secondo il modello di Bazant un valore asintoticamente costante della resistenza viene raggiunto per dimensioni che tendono a zero, in una zona in cui il meccanismo di rottura è governato dalla plasticità. Nel caso, invece, del modello di Carpinteri la plasticità controlla la rottura nella zona di "regime omogeneo", in cui la microstruttura disordinata del materiale viene resa omogenea dalle grandi dimensioni dei provini.

4. CONFRONTO TRA I DUE MODELLI SULLA BASE DELLE SPERIMENTAZIONI FISICHE DISPONIBILI CON PARTICOLARE RIGUARDO ALLE TRAVI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Una interessante ed ampia raccolta dei risultati di indagini di laboratorio eseguite su provini di conglomerato, armato e non armato, è riportata in [20]. In tale lavoro vengono esaminate 57 ricerche a carattere sperimentale, selezionate tra quelle documentate in bibliografia, suddivise nelle seguenti classi:

- prove di trazione diretta (5 ricerche);
- prove di trazione indiretta (7 ricerche);
- prove di compressione eccentrica (8 ricerche);
- prove di flessione e taglio (32 ricerche);
- prove di torsione (5 ricerche).

Si nota immediatamente che la maggior parte del lavoro sperimentale è stato svolto nel campo delle prove di flessione e taglio, anche per l'evidente interesse applicativo di tale tipo di sollecitazione.

Per ciascuna ricerca esaminata gli Autori eseguono un confronto tra la applicazione della legge di scala di Bazant e quella di Carpinteri. Il risultato che emerge è quello di una debole prevalenza del secondo modello, che in 28 casi approssima meglio del primo i risultati sperimentali, in 25 casi fornisce invece risultati peggiori ed in 4 casi risultati paragonabili.

Alla luce di questi risultati di tipo statistico viene spontaneo osservare che, in sostanza, i risultati disponibili non forniscono informazioni sperimentali sufficienti per discriminare in modo chiaro quale tra i due modelli contrapposti sia più aderente alla realtà.

Allo scopo di approfondire la discussione su questo rilevante punto, è utile fissare l'attenzione su una specifica ricerca appartenente alla classe delle prove di flessione e taglio, svolta da Bazant e Kazemi [21] nel 1991, in quanto ben rappresentativa dei risultati della intera classe di prove.

Nel corso di tale ricerca sono stati sottoposti a prova travetti di conglomerato armati a flessione, ma non a taglio, aventi sezione trasversale di larghezza costante b pari a 38.1 mm ed altezza variabile secondo cinque valori diversi ($d=20.64, 41.275, 82.55, 165.1, 330.2$ mm). Uno schema rappresentativo della geometria dei provini, dei casi considerati, dello schema statico utilizzato per lo svolgimento delle prove e delle modalità di applicazione del carico è riportato in fig. 4.

Il conglomerato cementizio utilizzato per il confezionamento dei provini è caratterizzato da una resistenza a compressione $f_c = 46.2 \text{ N/mm}^2$, misurata su provini cilindrici di 76 mm di diametro e 152 mm di altezza.

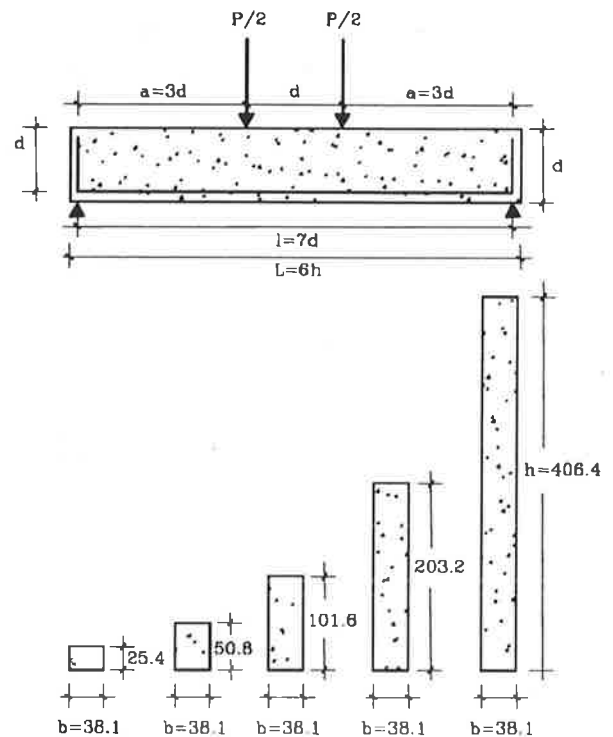


FIG. 4 – Geometria dei provini nelle prove di Bazant e Kazemi [21] (misure espresse in mm).

Per quanto riguarda l'armatura a flessione sono stati considerati due casi: armatura con ancoraggi terminali ed armatura senza ancoraggi terminali. Noi fisseremo l'attenzione sul primo caso, in quanto più ricorrente nelle applicazioni. La luce di calcolo dei travetti, l , è pari a $7d$, con un rapporto di scala, tra i provini più piccoli e quelli più grandi, pari a 1:16. La percentuale di armatura $\rho = A_s/bd$ è pari all'1.62 %. Il carico esterno è applicato secondo lo schema della flessione su quattro punti. Per ciascuna geometria sono stati sottoposti a prova 3 provini, per un totale di 15.

Nella successiva figura 5 sono riportati i valori della tensione di rottura a taglio, τ_N , misurati per i vari provini, con la rappresentazione dei valori previsti sulla base dei modelli di Bazant e di Carpinteri.

Esaminando la figura 5 si può osservare come i due modelli di previsione forniscano prestazioni sostanzialmente equivalenti nell'approssimare i risultati delle prove sperimentali. Si conferma quindi, a tal proposito, l'osservazione di Carpinteri circa la qualità delle previsioni dei due modelli, peraltro formulata sulla base della popolazione completa delle prove sperimentali da lui esaminate.

Si può inoltre aggiungere che le divergenze si manifestano solo per rapporti di scala molto piccoli o molto grandi, al di fuori del campo di interesse delle applicazioni dell'ingegneria civile.

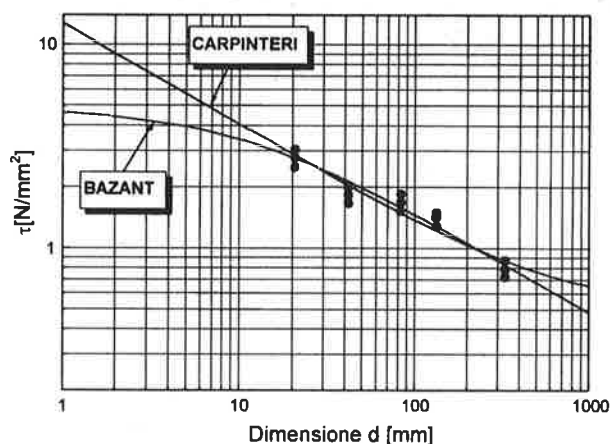


FIG. 5 – Risultati delle prove sperimentali di Bazant e Kazemi [8]

E' interessante confrontare i valori della tensione di rottura a taglio rappresentati in fig. 5 con quelli prescritti dalla normativa. Facendo riferimento alla Normativa Italiana sul cemento armato che applica il metodo delle Tensioni Ammissibili (D.M. 14/2/1992), alla resistenza cilindrica $f_c = 46.2 \text{ N/mm}^2$ del conglomerato cementizio impiegato per il confezionamento dei provini, corrisponde una resistenza al taglio $\bar{\tau}_{c0} = 0.94 \text{ N/mm}^2$. Tale valore, certamente di grandezza inusuale nelle applicazioni, è coerente con l'elevata qualità del conglomerato impiegato nelle indagini sperimentali considerate. Allo scopo di confrontare questo valore di riferimento, che ha il carattere di tensione ammissibile e non di tensione di rottura, con i valori sperimentali riportati in figura 5, occorre tenere conto di un coefficiente di sicurezza appropriato, per esempio $\gamma = 3$. Si ottiene così un valore limite per la tensione tangenziale pari a $\tau_N = 0.94 \times 3 = 2.82 \text{ N/mm}^2$.

Entrambi i modelli indicano che tale valore di resistenza a taglio viene superato per provini di altezza d inferiore a circa 20 mm. Per altezze superiori si riscontra una tensione di rottura inferiore.

5. LA VALUTAZIONE DEL TAGLIO RESISTENTE NEGLI ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI: CONSIDERAZIONI CRITICHE SUGLI EFFETTI DI SCALA

Rilevante è l'interesse applicativo dello studio degli effetti di scala in relazione agli elementi costruttivi inflessi non armati a taglio ed a quelli esposti al rischio del punzonamento. Ricordiamo tra questi le piastre, le solette, i travetti di solaio, i tubi, ecc., componenti nei

quali la sicurezza alla rottura per flessione e taglio è garantita da un adeguato proporzionamento delle sezioni di conglomerato e dalla presenza di sole armature correnti longitudinali.

Come già è stato osservato nel paragrafo precedente non esiste a tutt'oggi una opinione comune fra gli studiosi circa la legge che regola l'andamento della resistenza a taglio del conglomerato al variare delle dimensioni del provino.

Per quanto riguarda le prove sperimentali di cui si riferisce in [20] volte allo studio degli effetti di scala si può osservare un difetto comune a quasi tutte: i campi di variabilità delle dimensioni dei provini sono generalmente contenuti nell'ambito di valori compresi tra 40 ed 800 mm di altezza. In un solo caso [22] l'indagine è stata estesa fino a travi alte 3000 mm, considerando però un numero così esiguo di provini (uno per ogni altezza considerata per la sezione trasversale) da non consentire di ricavare dalle prove risultati statisticamente significativi.

Pertanto le prove utilizzate da Carpinteri al fine di stabilire quale dei due modelli meglio rappresenti la realtà sperimentale appaiono poco idonee allo scopo. Difatti divergenze significative nelle previsioni e certamente non inquisite dagli inevitabili errori di misura, si possono avere per $d < 10 \text{ mm}$ e per $d > 800 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda i valori più piccoli di d occorre rilevare che è praticamente impossibile realizzare elementi di conglomerato cementizio e per di più armato di dimensioni così esigue. Solo la strada di eseguire provini di dimensioni molto grandi appare potenzialmente idonea a stabilire quali dei due modelli è più aderente alla realtà.

Il problema della dipendenza della resistenza al taglio dalla scala è considerato per la prima volta, pur se in modo implicito, nelle "Raccomandazioni pratiche unificate per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato" del C.E.B. nel 1964. In tale documento l'altezza massima per le travi non armate a taglio viene infatti limitata a 25 cm.

Nel Model Code '78 tale limitazione viene portata a 60 cm ed il valore di calcolo V_{Rd1} del taglio per le travi senza armatura trasversale viene determinato con la relazione:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k(1 + 50\rho_l) b_w d \quad (5)$$

in cui:

τ_{Rd} è il valore nominale della resistenza al taglio, correlato alla resistenza caratteristica a compressione;

ρ_l è la percentuale geometrica di armatura (maggiore del

2%);

b_w è la larghezza dell'anima della trave;

d è l'altezza utile delle sezioni;

$k = 1.6 - d$ è un parametro adimensionale che dipende dall'altezza della trave.

Tale parametro è stato determinato mediante una analisi statistica di risultati ricavati da 255 travi [23] e costituisce quindi un interessante riferimento anche dal punto di vista metodologico.

Il legame tra la resistenza al taglio e la scala viene quindi espresso per la prima volta in modo esplicito ed assunta di tipo lineare.

Tale formulazione è stata quindi incorporata nell'Eurocodice 2, con piccole variazioni alla formula, che però mantengono inalterata la dipendenza della resistenza dalla scala.

Nel Model Code '90 la legge di dipendenza del taglio dalla scala viene modificata e si giunge alla relazione:

$$\tau_{Rd} = 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (6)$$

con:

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

Nel 1980 la Normativa Italiana sul cemento armato consente per la prima volta l'impiego del metodo agli stati limite ed adotta, con soli due anni di ritardo, la formulazione del Model Code '78 per la resistenza al taglio delle travi prive di armatura trasversale, conservando inalterata tale impostazione anche nella revisione più recente (D.M. 9/1/1996).

Occorre però osservare che viene mantenuto anche l'obbligo, retaggio della Normativa alle tensioni ammissibili, di verificare che il taglio nel conglomerato non superi il valore che comporta la formazione di fessure oblique. Come corrispondente tensione di confronto f_{ctd} , viene assunto un valore invariabile con le dimensioni del provino e correlato con la sola resistenza caratteristica a compressione del materiale.

Di conseguenza l'applicazione di tale regola comporta che la sicurezza alla fessurazione obliqua diminuisce al crescere delle dimensioni.

6. INDAGINI NUMERICHE E SPERIMENTALI IN CORSO

Allo scopo di approfondire il tema degli effetti di scala negli elementi di cemento armato privi di armatura

a taglio, è stata avviata, presso la Università di Roma "La Sapienza" e presso l'Università di Perugia, un programma coordinato di indagini specifiche, che comprende sperimentazioni numeriche ed indagini sperimentali.

Per quanto riguarda la sperimentazione numerica ci si è indirizzati verso una modellazione del conglomerato cementizio come composito non omogeneo, abbandonando l'idea del continuo omogeneo equivalente con danneggiamento non-locale, già utilizzato nel passato [7].

Scopo di tale scelta è dovuta alla osservazione che il modello sopra ricordato incorpora di fatto nella propria formulazione la legge di scala di Bazant e quindi non è idoneo a fornire informazioni utili sull'effettivo comportamento dei campioni in relazione agli effetti di scala.

Per poter cogliere tali informazioni è necessario passare da una macro-modellazione del composito, ad una meso-modellazione (vedi fig. 6), che tenga conto in modo esplicito della presenza degli inerti, con la loro forma irregolare e la loro disposizione casuale, seguendo la strada già perseguita nel cosiddetto approccio del "conglomerato cementizio numerico" [24].

Per quanto riguarda la sperimentazione fisica, l'elemento innovativo del programma è quello di considerare provini geometricamente simili con un campo di variabilità dei rapporti dimensionali sufficientemente esteso, ma comunque comprendente le dimensioni ricorrenti nelle applicazioni dell'ingegneria civile.

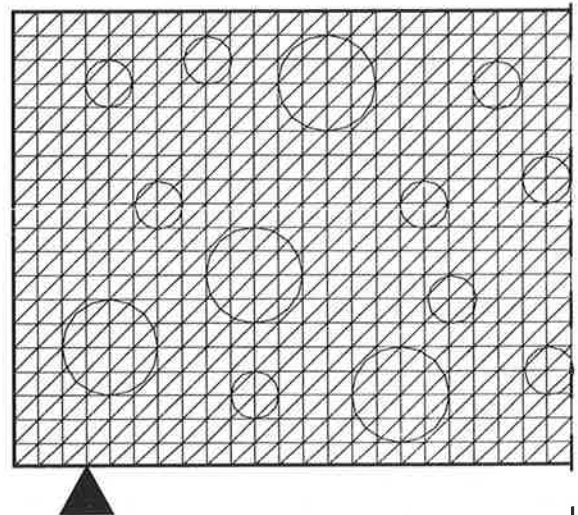


FIG. 6 – Meso-modellazione del conglomerato cementizio.

I provini sono costituiti da travetti semplicemente appoggiati aventi sezione trasversale rettangolare, con un rapporto fra i lati pari a 3 (vedi fig. 7).

La luce dei travetti è pari a 10 volte l'altezza utile d della sezione e lo schema adottato per la prova è quello della flessione su quattro punti.

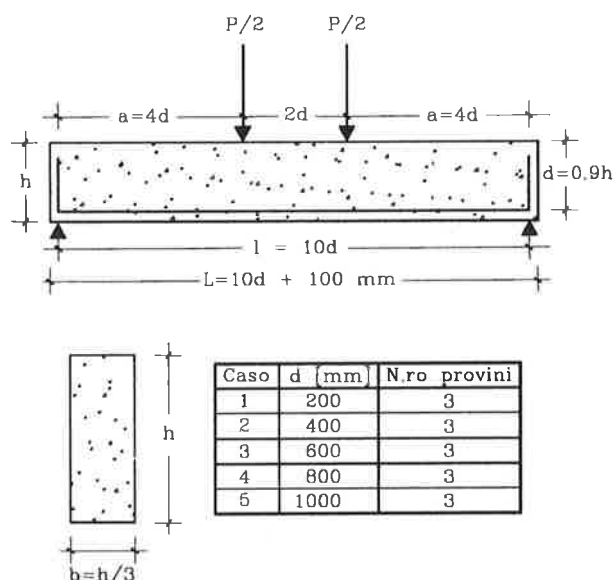


FIG. 7 – Geometria dei provini (misure espresse in mm).

Sono stati considerati 5 valori dell'altezza utile d : 200, 400, 600, 800 e 1000 mm. Per ogni valore della altezza sono previsti 3 provini, al fine di dare significatività ai risultati.

L'armatura è costituita da barre rettilinee ad aderenza migliorata tipo FeB44k controllato in stabilimento disposte in intradosso ai travetti.

Sono previsti 3 quantitativi diversi di armatura, pari rispettivamente allo 0.5 %, all'1.0 % ed all'1.5 % della sezione di conglomerato: il numero complessivo dei provini risulta quindi pari a 45.

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio si è adottato un valore della resistenza caratteristica cubica pari a 30 N/mm², valore che normalmente viene largamente superato nelle prove sperimentali di laboratorio, con l'intenzione di riprodurre valori di resistenza ricorrenti nelle applicazioni. Per la dimensione massima dell'inerte si è assunto il valore di 10 mm.

7. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La resistenza al taglio dei componenti strutturali di cemento armato non dotati di una specifica armatura

trasversale, è variabile con le dimensioni dell'elemento e risente in modo evidente degli effetti di scala.

Nel presente lavoro sono stati discussi criticamente i modelli più aggiornati in grado di fornire una spiegazione razionale del fenomeno, basati sulla meccanica della frattura non-lineare e sulla geometria frattale delle superfici di rottura.

Sulla base dei dati sperimentali disponibili in bibliografia è stato sviluppato un confronto fra i vari modelli, giungendo alla conclusione che essi forniscono previsioni sostanzialmente equivalenti, per lo meno nel campo di interesse delle applicazioni dell'ingegneria civile.

Restando comunque invariato l'interesse ad individuare il modello più aderente alla realtà fisica, è stato predisposto un programma di indagini integrative, a carattere numerico e sperimentale, basato sulle conoscenze più recenti sulla microstruttura del conglomerato. Esse consentono, da un lato, di guidare la programmazione della sperimentazione fisica, che si svolge a livello macroscopico, dall'altro suggeriscono di utilizzare una modellazione numerica che abbandona le tecniche consuete dei continui dotati di legami costitutivi non-lineari, per passare ad una modellazione che tiene conto della non omogeneità del materiale.

8. BIBLIOGRAFIA

1. GRIFFITH A. A. (1920), The phenomena of rupture and flow in solids, Phil. Trans. Roy. Soc., London, A211, pag. 163-198.
2. WEIBULL W. (1939), A statistical theory of the strength of metals, Proc. Roy. Swedish Inst. Eng. Res. 151, pag. 5-45.
3. NEVILLE A. M. (1959), Some aspects of the strength of concrete, Civil engineering and public works review, Part I: 54(639), pag. 1153-1156; Part II: 54(640), pag. 1308-1310; Part III: 54(641), pag. 1435-1439.
4. BAZANT Z.P. (1984), Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 110, pag. 518-535.
5. CARPINTERI A., CHIAIA B., FERRO, G. (1994), Multifractal scaling law for nominal strength variation of concrete structures, in Size effects in concrete structures, pag. 193-206.
6. AICAP (1996), Bozza di raccomandazione tecnica sui conglomerati cementizi ad alta resistenza,

Roma.

7. RADOGNA E.F., MATERAZZI A.L., VALENTE G. (1986), Contributo teorico e sperimentale al problema della determinazione della energia di frattura di malte e conglomerati cementizi normali: programma e stato attuale della ricerca, Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università dell'Aquila, Pubblicazione n. 105, L'Aquila.
8. KAPLAN M.F. (1961), Crack propagation and the fracture of concrete, *ACI Journal*, Vol. 58, No 11, pp. 591-610.
9. ROMUALDI J.P., BATSON G.B. (1963), Mechanics of crack arrest in concrete, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, June, pp. 147-167.
10. WELCH G.B., HAISMAN B. (1969), The application of fracture mechanics to concrete and the measurement of fracture toughness, *Materials and Structures*, Vol. 2, No. 9, pp. 171-177.
11. SHAH S.P., Mc GARRY F.J. (1971), Griffith fracture criterion and concrete, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Dec., pp. 1663-1676.
12. WALSH P.F. (1976), Crack initiation in plain concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 28, pp. 37-41.
13. HILLERBORG A., MODEER M., PETERSSON P.E. (1976), Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, pp. 773-782.
14. BARENBLATT G.I. (1962), The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture, *Advances in Applied Mechanics*, Vol. 7, Academic Press, pp. 55-129.
15. STRANGE P.C., BRYANT A.H. (1979), Experimental tests on concrete fracture, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 105, No. EM2, Apr., pp. 337-342.
16. CARPINTERI A. (1980), Size effect in fracture toughness testing: A dimensional analysis approach, *Proc. of the Int. Conf. On Analytical and Experimental Fracture Mechanics*, G.C. Sih Ed., Rome, Italy.
17. CARPINTERI A. (1984), Stability of fracturing process in RC beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 110, pp. 544-558.
18. HILLERBORG A. (1990), Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, No. 1/2/3, pp. 233-240.
19. BAZANT Z.P., KAZEMI M.T., HASEGAWA T., MAZARS J. (1991), Size effects in Brazilian split-cylinder tests: measurements and fracture analysis, *ACI Materials Journal*, 88, pp. 325-332.
20. CARPINTERI A., CHIAIA B., FERRO, G. (1995), Multifractal scaling law: an extensive application to nominal strength size effect of concrete structures, *Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino*, n° 51.
21. BAZANT Z.P., KAZEMI M.T. (1991), Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups, *ACI Structural*, May/June, pag. 268-276.
22. SHIOYA T., IGURO M., NOJIRI Y., AKIJAMA H., OKADA T. (1989), Shear strength of large reinforced concrete beams, *ACI SP*, 118, pp. 259-279.
23. HEDMAN O., LOSBERG A. (1978), Design of concrete structures with regard to shear forces, *CEB Bull. n. 126*, "Shear and torsion", giugno 1978.
24. WITTMANN F.H., ROELFSTRA P.E., SADOUKI H. (1984), Simulation and analysis of composite structures, *Mat. Sc Eng.*, 68, pp. 239-248.

RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato svolto con il parziale contributo del MURST (Fondo 40%).

SULLA DUTTILITA' DI SEZIONI IN C.A. IN PRESENZA DI CALCESTRUZZO AD ELEVATE PRESTAZIONI E DI ACCIAIO INOX

Olimpia MAZZARELLA^o - Salvatore RUSSO*

(^o)Ricercatore, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, I.U.A.V., Venezia

(*)Tecnico Laureato, Laboratorio di Scienza delle Costruzioni, I.U.A.V., Venezia

SOMMARIO

La ricerca propone alcune valutazioni sulla duttilità di sezioni in c.a., con calcestruzzo da 30 MPa e 80 MPa ed acciaio inossidabile tipo AISI 304L, che garantisce sia notevoli benefici in termini di durabilità del solido cementizio, che prestazioni meccaniche superiori a quelle del tradizionale FeB44k. L'indagine, prevalentemente di tipo numerico, analizza per confronto il comportamento di sezioni in c.a. armate sia con acciaio FeB44K di vecchia produzione, che con acciaio B500-Tempcore. A tal fine, viene proposta un'approfondita modellazione del comportamento monotono dei tre tipi di acciaio fondata su prove sperimentali già condotte dagli autori.

SUMMARY

Aim of this research is the study of ductility behaviour of RC cross section with use of different type of reinforcement steel, i.e., stainless steel type AISI 304L, carbon steel with yield stress equal to 440 MPa and B500 steel, with yield stress equal to 500 MPa. We propose the theoretical adoption of stainless steel not only for the improvement in terms of durability but also for the higher value of deformation at maximum load, ϵ_u , that came from 10 to 13 per cent. In this way, it is possible to analyze especially the influence of characteristics of reinforcement steel on evaluation of ductility factor D.

1. Introduzione

Come noto, nei calcoli di duttilità di sezioni in c.a., l'incidenza del tipo di barra e delle sue prestazioni meccaniche non è più trascurabile qualora si sia in presenza di deboli percentuali di armatura.

Detto aspetto è stato già ampiamente studiato, sia in ambito nazionale, [1], [2], che in ambito internazionale, [3], [4], [5], evidenziando come vi sia una relazione diretta tra il tipo di acciaio utilizzato e il comportamento di elementi inflessi, sia per la valutazione delle rotazioni

plastiche, che per la determinazione dei parametri di duttilità.

Le ricerche teorico-sperimentali di settore, peraltro, trovano oggi nuovo impulso dal possibile impiego sia di acciai caratterizzati da elevati valori di deformabilità, che di barre in composito, [6].

E' altresì noto come valutazioni relative all'influenza del tipo di acciaio sui calcoli di duttilità di sezioni e/o elementi in c.a., siano avvalorate dall'esigenza, ormai recepita in ambito progettuale e normativo, [7], [8], [9], [10], volta a definire il grado di duttilità delle barre per distinte classi d'uso.

Infatti, a tal proposito, l'Eurocodice 2 e il M.C. '90, stabiliscono una relazione diretta tra il calcolo delle rotazioni plastiche e la classe di duttilità delle barre.

Ciononostante, sarebbe errato pensare che il conferimento di una più elevata duttilità ad elementi o sezioni in c.a. derivi dal semplice uso di acciai ad elevata duttilità, [11].

Il calcolo delle prestazioni deformative in fase di collasso è infatti ben più complesso, e non correlabile in via univoca alla caratterizzazione meccanica dell'armatura di rinforzo, ma funzione altresì del tipo di calcestruzzo impiegato, della percentuale geometrica di armatura e dell'effetto scala [12], [13]. Esiste invece una correlazione diretta fra le caratteristiche meccaniche dell'armatura di rinforzo ed il meccanismo di redistribuzione delle sollecitazioni [14], [15].

Ciò premesso, il presente lavoro propone l'analisi di sezioni pressoinflesse in c.a. armate con tondi nervati di tipo inossidabile e con barre tradizionali al carbonio di vecchia e nuova produzione, al variare del quantitativo di armatura, dell'entità della sollecitazione imposta e della qualità del conglomerato cementizio.

La scelta di impiego di un acciaio inossidabile in ambito strutturale non risponde solo al miglioramento dei requisiti di durabilità del solido cementizio [16], ma anche al fatto che detto acciaio garantisce ormai prestazioni meccaniche comparabili alle barre tipo FeB44K [17], [18], [19].

La ricerca intende dunque approfondire per via numerica - tenendo conto della sperimentazione già effettuata su barre inox con prove monotone - l'influenza di detto tipo di barra sulla valutazione dei diagrammi momento-curvatura di sezioni in c.a. e sui parametri di duttilità. A tale scopo viene proposto un confronto, a parità di caratteristiche geometriche di sezione, con acciai tradizionali FeB44K e B500 tipo Tempcore.

Lo studio, peraltro, propone una modellazione del comportamento monotono dei tre tipi di acciaio, preceduta da una dettagliata valutazione per confronto delle singole caratteristiche resistenziali e deformative, [20].

L'obiettivo principale della ricerca riguarda dunque la verifica delle prestazioni della sezione in c.a. armata con barre inossidabili, proponendo i relativi calcoli di duttilità e verificando specificatamente l'incidenza di due caratteristiche prestazionali del suddetto materiale, l'elevato valore di snervamento f_y e l'allungamento per carico massimo ϵ_u che si attesta su valori sensibilmente superiori al 10%.

Infine, i risultati vengono confrontati con quelli ottenuti impiegando gli altri due tipi di acciaio in presenza di due distinte classi di calcestruzzo, da 30

MPa e 80 MPa, valutando quindi anche l'influenza della qualità del conglomerato cementizio [21], [22], [23].

2. Prestazioni effettive delle barre d'armatura

Per le verifiche di duttilità vengono utilizzati tre distinti tipi di barra d'armatura, FeB44K, FeB44K-Tipo Tempcore, omologabile all'acciaio europeo B500, e inox per c.a. tipo AISI 304 L.

Le prestazioni meccaniche globali nominali sono illustrate in Tab. 1, mentre in Tab. 2 vengono presentati i valori medi effettivi che si riferiscono a prove di laboratorio recentemente effettuate su detti acciai.

Le deformazioni ϵ_{u1} ed ϵ_{u2} si riferiscono specificatamente alla barra B500, caratterizzata da un plateau in corrispondenza del carico massimo, per cui dette grandezze definiscono rispettivamente il primo e l'ultimo valore di allungamento uniforme.

Barra	ϵ_u	f_y (MPa)	f_t (MPa)	f_t/f_y	f_{ye}/f_{yn}
FeB44K	0.03	440	550	1.25	//
B500	0.06	500	575	1.15	1.04
INOX	0.12	430	540	1.25	//

Tab. 1 Valori nominali

Barra	ϵ_y %	ϵ_{sh} %	ϵ_{u1} %	ϵ_{u2} %	f_y (MPa)	f_t (MPa)	f_t/f_y	f_{ye}/f_{yn}
FeB44k	.21	.44	//	6	480	605	1.26	1.09
B500	.25	1.0	9.0	11	520	600	1.15	1.04
INOX	.50	//	//	14	700	810	1.15	1.6

Tab. 2 Valori effettivi

Per la barra di tipo inossidabile, viene utilizzato un tondo nervato per c.a. tipo AISI 304L, dalle caratteristiche comparabili all'attuale B500. Sussistendo differenze non trascurabili tra acciai inox trafilati e laminati, i dati sopra elencati si riferiscono ad acciai laminati con diametro pari almeno a 12 mm, fermo restando che si tratta di un acciaio con ridotto rapporto di incrudimento e a snervamento non segnato.

Per quanto riguarda l'acciaio FeB44k, si tratta di acciaio per c.a. di vecchia produzione, al carbonio e a struttura monolitica.

La barra FeB44K-Tipo tempcore, comparabile alla barra classificata in ambito europeo come B500 [24], corrisponde in realtà alla produzione dell'attuale

FeB44k, che ormai è caratterizzato dal punto di vista meccanico da un valore elevato di tensione di snervamento e da notevoli prestazioni in campo deformativo.

Dal punto di vista della lavorazione, detta barra è sottoposta a raffreddamento ad aria, ed ha una struttura stratigrafica la cui parte esterna, la tempra, fornisce l'adeguata resistenza, mentre lo strato interno garantisce elevati contributi in termini deformativi.

Con detto procedimento, peraltro, è possibile produrre barre di diametro piccolo (comunque non inferiore a 8 mm) senza trafilatura.

3. Leggi costitutive dei materiali

Come già detto, per valutare la duttilità di sezioni in c.a., sono state prese in considerazione due distinte classi di calcestruzzo, l'una ordinaria e l'altra ad elevate prestazioni, e tre diversi tipi di acciaio, al fine di analizzare le risposte derivanti dall'accoppiamento di questi materiali.

Per il calcestruzzo ad elevate prestazioni è stata assunta la formulazione proposta in [25] (fig. 1), la cui espressione per il ramo iniziale è la seguente

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^n \right] \quad (1)$$

mentre per il tratto orizzontale è

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd} \quad (2)$$

in cui

f_{cd} = resistenza di progetto del calcestruzzo;

ε_{c1} = deformazione corrispondente al valore di picco della tensione;

$$n = 2 - 0.0008(f_{ck} - 50)$$

I valori di ε_{c1} e ε_{cu} , deformazione ultima convenzionale, sono legati alla classe del calcestruzzo e per $50 \leq f_{ck} \leq 100$ MPa possono essere calcolati attraverso le relazioni

$$\varepsilon_{c1} = [2 + 0.005(f_{ck} - 50)] / 100 \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cu} = [2.5 + 2(1 - f_{ck}/100)] / 1000 \quad (4)$$

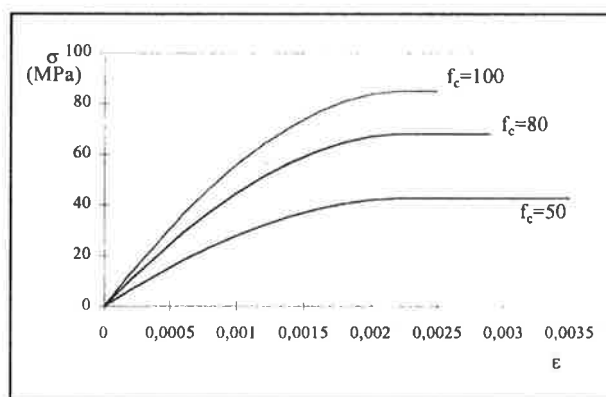


Fig. 1 - Legge costitutiva per cls ad elevate prestazioni

Per il calcestruzzo di classe ordinaria è stata utilizzata la legge costitutiva proposta dal CEB [9], ossia il diagramma parabola-rettangolo (fig. 2), la cui espressione per il tratto parabolico è la seguente

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad (5)$$

mentre per il tratto orizzontale è

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd} \quad (6)$$

in cui

f_{cd} = resistenza di progetto del calcestruzzo;

$\epsilon_{c1} = 0.20\%$ = deformazione corrispondente al valore di picco della tensione.

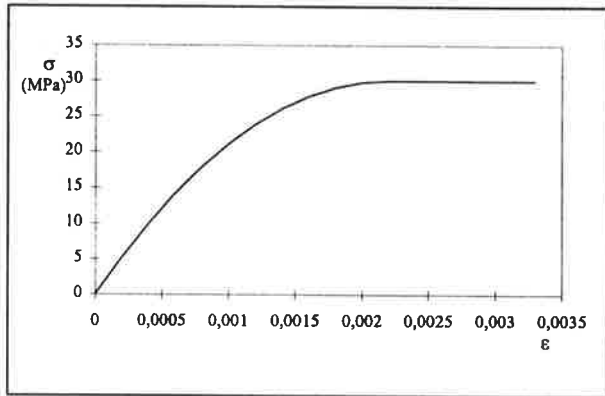


Fig. 2 - Legge costitutiva per cls ordinario

Anche in questo caso la deformazione a collasso ϵ_{cu} è funzione della sola classe del calcestruzzo, così come riportato in Tab. 3, in cui la classe è identificata con la resistenza cilindrica a compressione.

Classe	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\epsilon_{cu} \cdot 10^{-2}$	0.36	0.35	0.34	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28

Tab. 3 Classi di resistenza del conglomerato cementizio

Le leggi σ - ϵ adottate per l'acciaio sono distinte per i tre tipi di barre esaminate, e sono state desunte dai risultati di prove sperimentali, [20]. In particolare per l'acciaio inossidabile e per l'acciaio FeB44k è stato assunto il legame bilineare riportato in fig. 3a, mentre l'acciaio B500 è stato schematizzato attraverso una legge quadrilineare (fig. 3b). Le caratteristiche resistenziali e di duttilità di questi acciai sono riportate in Tab. 2, mentre in fig. 4 sono riportate le relative curve a trazione σ - ϵ ottenute da prove sperimentali.

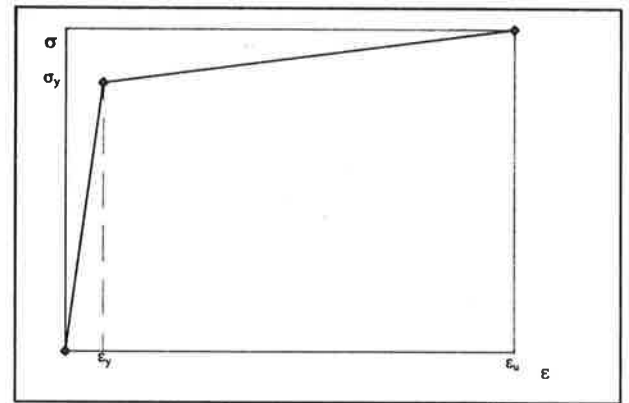


Fig. 3a - Modellazione per acciaio FeB44K e AISI 304L

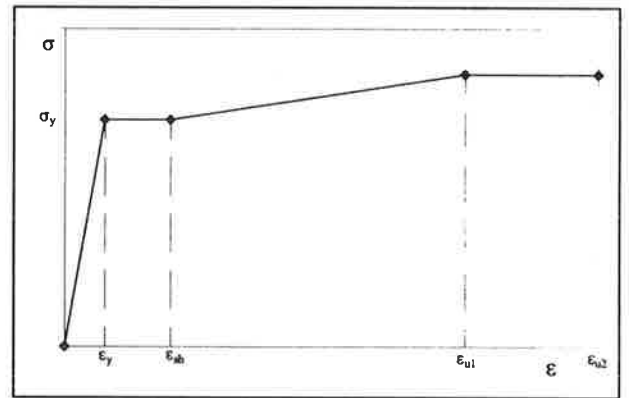


Fig. 3b - Modellazione per acciaio B500

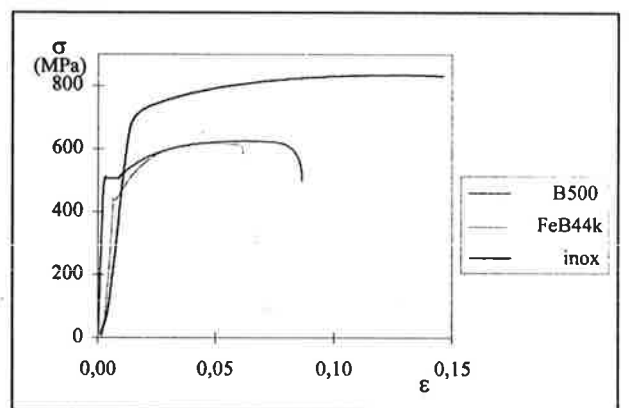


Fig. 4 - Diagramma sperimentale per gli acciai FeB44K, B500 e AISI 304L

4. Formulazione del problema

L'analisi numerica per la valutazione della duttilità di sezioni in c.a. viene effettuata utilizzando un programma di calcolo in grado di fornire il parametro di duttilità D - dato dal rapporto tra curvatura a collasso θ_u e curvatura allo snervamento dell'armatura tesa, θ_y - al variare delle sollecitazioni imposte e della percentuale meccanica di armatura tesa.

$$D = \theta_u / \theta_y \quad (7)$$

I parametri utilizzati dal programma risultano adimensionalizzati, al fine di meglio estendere i risultati delle elaborazioni ad un'ampia casistica di sezioni in cemento armato.

Per evidenziare l'incidenza della qualità delle singole barre d'armatura impiegate vengono implementate tre distinte leggi costitutive per l'acciaio, come peraltro accennato nel capitolo precedente.

Il programma esegue l'analisi di una sezione rettangolare suddividendo la stessa in strisce di spessore costante Δx e valutando l'equilibrio per via iterativa, sia in corrispondenza dello snervamento dell'acciaio teso che al collasso della sezione; in quest'ultimo caso viene posta come unica limitazione il raggiungimento della ϵ_{cu} del calcestruzzo, mentre nessun limite è posto per la deformazione ultima dell'acciaio.

Tale procedimento viene ripetuto per le differenti percentuali meccaniche di armatura $\omega = A_s f_y / b \cdot h \cdot f_c$ e per distinte condizioni di carico caratterizzate dalla presenza o meno di uno sforzo normale adimensionalizzato $\nu = N / (b \cdot h \cdot f_c)$. Si analizza così sia il caso di flessione pura, cioè per $\nu = 0$, che quello di pressoflessione, per valori di $\nu = 0.05 \div 0.20$. Tutti i risultati sono inoltre relativi ad una percentuale meccanica di armatura compressa $\omega' = 0.50\omega$.

Per ogni caso esaminato vengono calcolati, oltre al parametro di duttilità, anche i momenti resistenti, la posizione dell'asse neutro e le deformazioni dei materiali, sia in fase di snervamento dell'armatura che a collasso della sezione.

5. Analisi dei risultati

Come già detto precedentemente, nel presente lavoro si è inteso valutare l'influenza sulla duttilità sezionale dell'accoppiamento di calcestruzzo di classe ordinaria e ad elevate prestazioni con differenti tipi di acciaio. Sono stati perciò considerati due calcestruzzi, di classe 30 MPa ed 80 MPa rispettivamente, armati con i tre tipi di acciaio prima specificati.

La prima osservazione che emerge dall'esame di tutti i risultati ottenuti è che, indipendentemente dal tipo di barra impiegato, la presenza di calcestruzzo ad elevate prestazioni conferisce alla sezione un comportamento sensibilmente più fragile, che dipende sostanzialmente dalle limitate capacità deformative di detto calcestruzzo.

Ciò premesso, è noto che i calcestruzzi di classe ordinaria possono raggiungere deformazioni ultime anche superiori ai valori convenzionali, mentre quelli ad elevate prestazioni sono caratterizzati da un'escursione plastica notevolmente più modesta. Quale prima conseguenza, si otterranno valori di θ_u più elevati in presenza di conglomerati di classe ordinaria rispetto a calcestruzzi ad elevate prestazioni essendo il comportamento a collasso governato proprio dalla limitazione posta alla ϵ_{cu} .

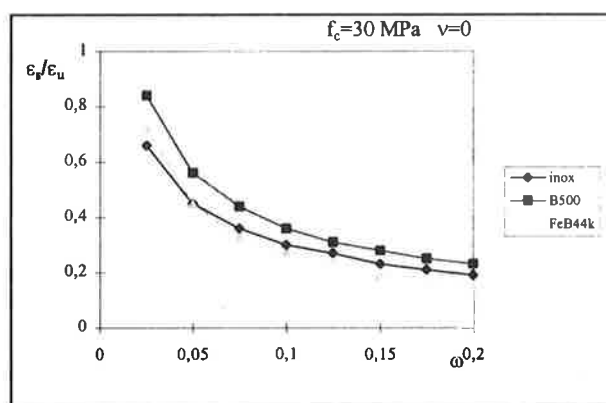


Fig. 5 - Deformazione dell'armatura per $f_c = 30$ MPa

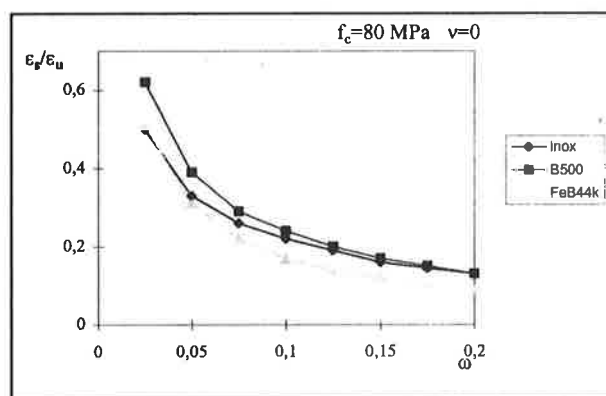


Fig. 6 - Deformazione dell'armatura per $f_c = 80$ MPa

A valle di questa considerazione di carattere generale, sono stati analizzati i risultati relativi all'impiego dei diversi tipi di acciaio, con specifico riferimento all'impegno deformativo richiesto alla singola barra ed ai diagrammi momento-curvatura valutati per sezioni inflesse o pressoinflesse.

In particolare i diagrammi delle figg. 5 e 6, validi per $f_c = 30$ MPa e 80 MPa rispettivamente, illustrano, in termini di valore assoluto, l'impegno deformativo della singola barra in funzione del valore assegnato di allungamento uniforme ϵ_u (Tab. 2), al variare della percentuale meccanica di armatura tesa. Nel caso di calcestruzzo con $f_c = 30$ MPa, per percentuali meccaniche di armatura molto piccole, il parametro ϵ_s/ϵ_u risulta più elevato per il B500 e pressoché coincidente per gli altri due acciai.

Per valori elevati di ω , le differenze tra i valori del parametro deformativo tendono a diminuire, pur rispettando le precedenti valutazioni.

Analoghe considerazioni possono essere fatte con riferimento al calcestruzzo di classe superiore, anche se, come si vede, in questo caso l'armatura viene impegnata in misura sensibilmente minore.

Nelle figg. 7 e 8 sono riportati i diagrammi momento-curvatura, calcolati per $v = 0$ e per $v = 0.10$ con $\omega = 0.05$ e $\omega = 0.10$, sempre con riferimento alle due classi di calcestruzzo.

Ciascun diagramma presenta in modo schematico la curva completa momento-curvatura che si ottiene usando i tre tipi di acciaio (Inox AISI 304L, B500 e FeB44K). In corrispondenza della curvatura a collasso vengono inoltre indicati i corrispondenti valori di deformazione dell'armatura. Ciò consente di rilevare in che misura il singolo tipo di barra abbia attinto, di volta in volta, alle proprie capacità deformative.

Alcune utili valutazioni possono già essere condotte con riferimento all'incidenza non solo della classe di calcestruzzo, ma anche della percentuale meccanica di armatura tesa, della qualità della barra e dell'effetto irrigidente indotto sulla sezione dalla presenza dello sforzo normale.

Si rileva come, a parità di sollecitazione e caratteristiche meccaniche, l'impegno deformativo cui sono chiamati i tre tipi di acciaio, è superiore qualora si usi $f_c = 30$ MPa. Il maggior sviluppo deformativo rilevato in questo caso coincide inoltre con valori sostanzialmente superiori di curvatura in fase di collasso.

Con riferimento invece all'influenza della sola percentuale meccanica di armatura tesa all'interno di ciascuna delle due classi di calcestruzzo, appare evidente come l'utilizzo di un quantitativo maggiore di armatura riduca sensibilmente le caratteristiche di duttilità, in quanto risulta minore la curvatura ultima

non potendo l'acciaio sviluppare complete capacità deformative.

Relativamente ora all'incidenza del tipo di armatura sulla duttilità della sezione, è utile per maggior chiarezza valutare in modo separato il caso di $f_c = 30$ MPa da quello di $f_c = 80$ MPa, e limitare l'analisi a flessione pura. Nel primo caso, la curva relativa all'impiego di barre B500 appare garantire valori di curvatura a collasso più elevati rispetto alle curve relative all'impiego di barre FeB44k e inox, (figg. 7.1 e 7.2). La spezzata relativa alla barra tradizionale al carbonio (FeB44k) risulta infatti caratterizzata da valori elevati di momento ultimo, indotti probabilmente dall'elevato rapporto di incrudimento f_t/f_y del materiale, con conseguente riduzione degli allungamenti dell'acciaio, che si riflette in ridotti valori di curvatura della sezione. Con riferimento invece alla curva di impiego dell'armatura inossidabile, pur considerando il valore inferiore di ω (fig. 7.1), la sezione non sembrerebbe offrire garanzie di duttilità comparabili a quelle ottenute con l'impiego di B500, sebbene i valori di deformazione siano pressoché coincidenti.

Tale comportamento è dovuto all'elevato valore della tensione di snervamento dell'acciaio inox, con conseguente incremento della corrispondente deformazione rispetto agli altri tipi di acciaio, che comporta un aumento della curvatura allo snervamento dell'armatura tesa e quindi una riduzione del parametro di duttilità $D = \theta_u/\theta_y$.

Analoghe considerazioni possono essere fatte con riferimento alla classe di calcestruzzo più elevata, mentre per quanto riguarda la percentuale maggiore di armatura tesa (figg. 7.3, 7.4, 8.3, 8.4) le differenze tra le varie curve si attenuano, in virtù delle valutazioni esposte precedentemente.

I diagrammi nelle figg. 9, 10, 11 e 12 illustrano poi l'andamento del parametro di duttilità D , in funzione di ω , della qualità del calcestruzzo e della presenza dello sforzo normale v . Anche in questo caso valgono le considerazioni già fatte con riferimento ai diagrammi momento-curvatura.

Infine, i diagrammi di figura 13 e 14, tenendo conto di tutte le condizioni di carico e delle distinte percentuali meccaniche di armatura tesa, illustrano la variazione del parametro D in funzione della profondità adimensionalizzata dell'asse neutro $\xi = x/d$.

La presenza di uno sforzo normale anche modesto, comunque, abbatte notevolmente i valori di duttilità, minimizzando le differenze riscontrate per i differenti tipi di calcestruzzo ed acciaio esaminati.

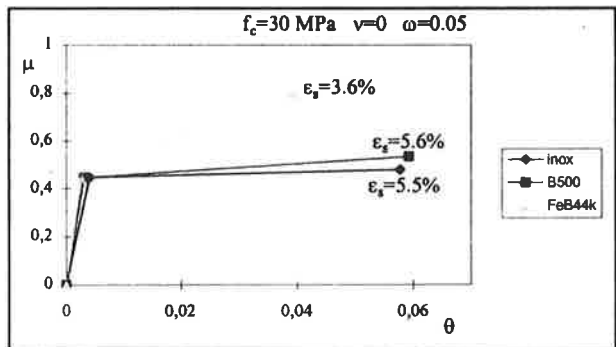


Fig. 7.1

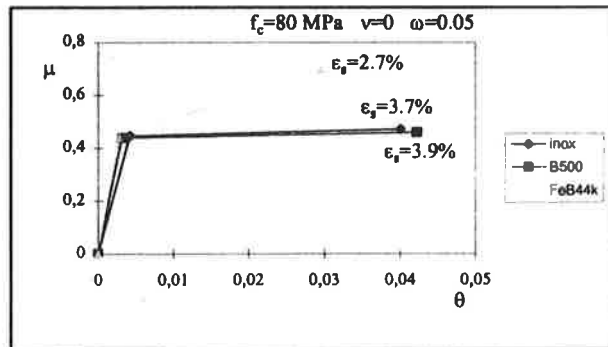


Fig. 8.1

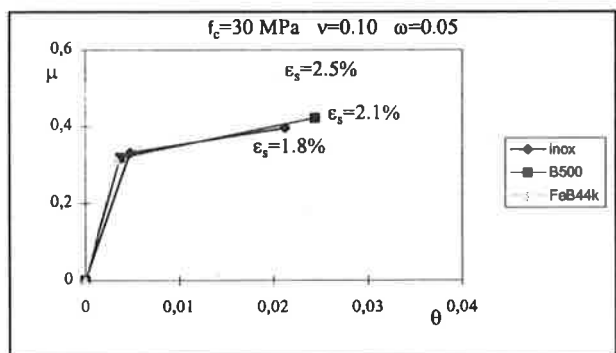


Fig. 7.2

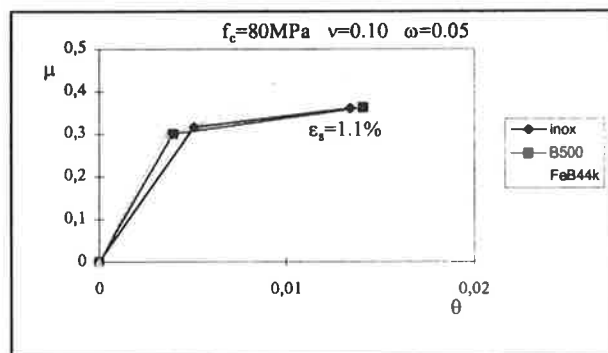


Fig. 8.2

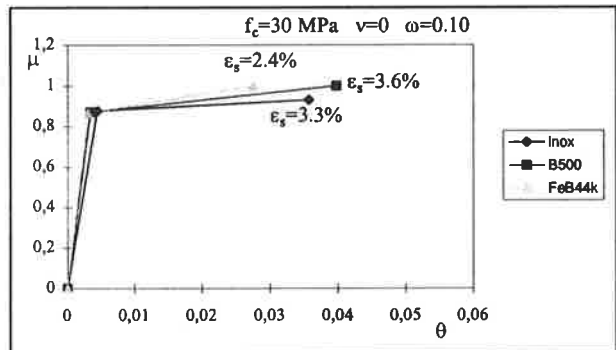


Fig. 7.3

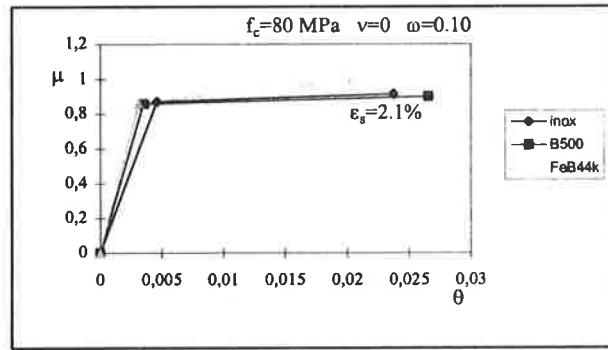


Fig. 8.3

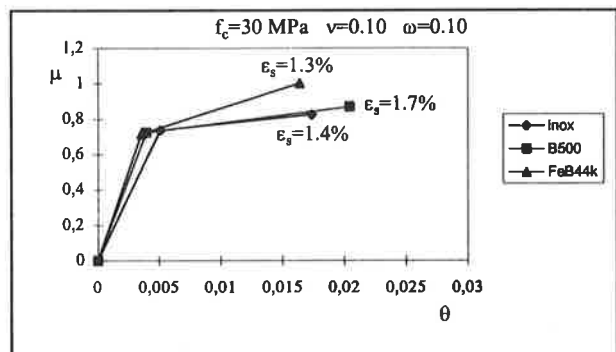


Fig. 7.4

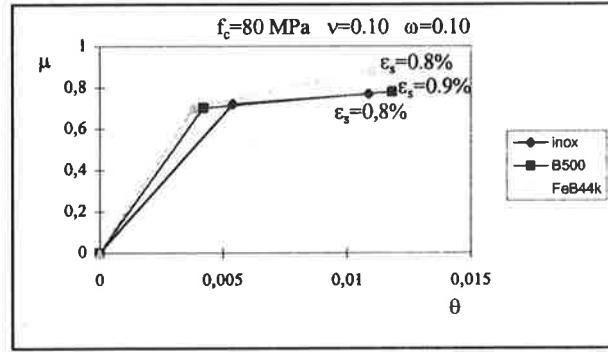


Fig. 8.4

Fig. 7.1-7.4 Diagrammi M-θ per $f_c = 30$ MPa

Fig. 8.1-8.4 Diagrammi M-θ per $f_c = 80$ MPa

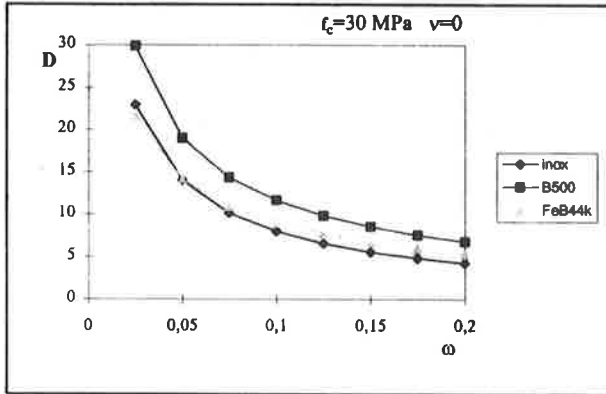


Fig. 9 - Duttività di sez. inflessa in funzione di ω .

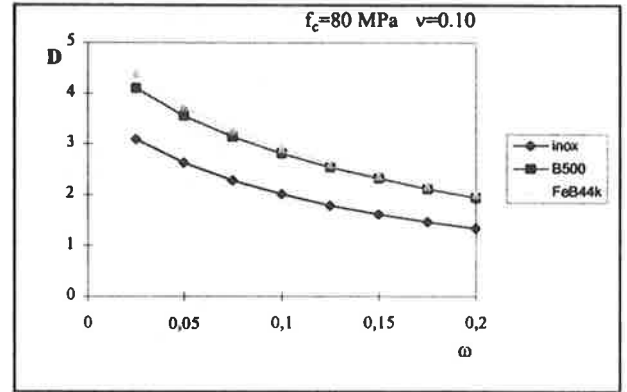


Fig. 12 - Duttività di sez. pressoinflessa in funzione di ω .

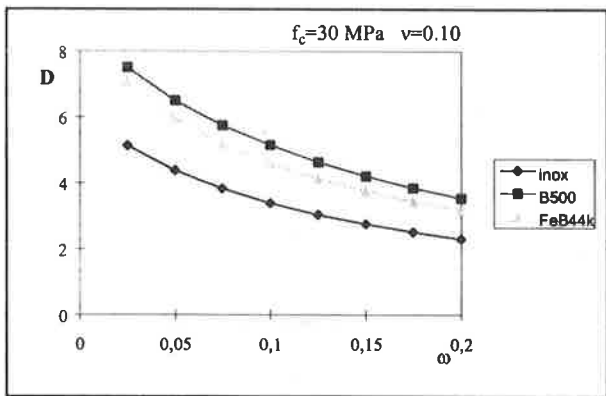


Fig. 10 - Duttività di sez. pressoinflessa in funzione di ω .

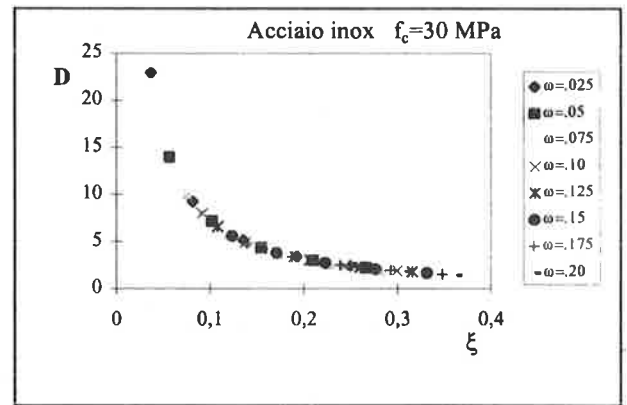


Fig. 13 - Duttività di sez. inflessa in funzione di ξ .

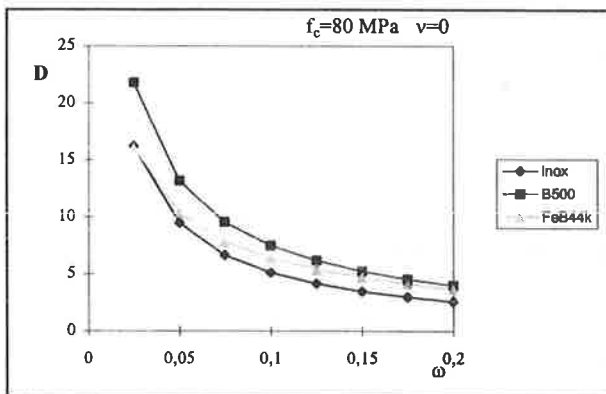


Fig. 11 - Duttività di sez. inflessa in funzione di ω .

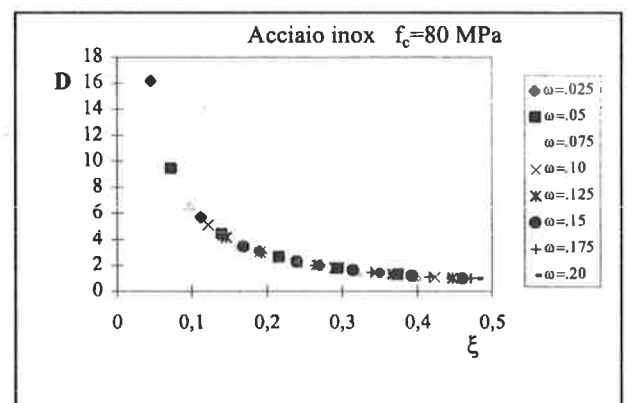


Fig. 14 - Duttività di sez. inflessa in funzione di ξ .

6. Conclusioni

Come si è visto, la duttilità di sezioni inflesse o pressoinflesse in c.a. è condizionata in modo non trascurabile dalla resistenza a compressione del calcestruzzo. Il valore della deformazione ultima convenzionale, fissato dai regolamenti proprio in funzione di tale resistenza, governa infatti il comportamento a collasso della sezione, costituendo l'unico limite imposto per il calcolo della curvatura ultima.

Dal tracciamento dei diagrammi riportati nel precedente paragrafo, emerge infatti che l'utilizzo di calcestruzzo ad elevate prestazioni comporta una riduzione del parametro D di circa il 30% rispetto ai valori ottenuti con calcestruzzo di classe ordinaria, soprattutto per basse percentuali di armatura tesa. Al crescere di quest'ultima invece, le differenze indotte dall'uso dei due tipi di calcestruzzo tendono a ridursi, così come diminuiscono i livelli di deformazione richiesti alle singole barre.

Con riferimento ora ai singoli tipi di acciaio esaminati, il parametro D raggiunge globalmente valori più elevati in presenza di acciaio tipo B500.

Tale comportamento è indotto principalmente dall'andamento della curva σ - ϵ del materiale acciaio che garantisce sia valori elevati di allungamento uniforme (con una non trascurabile incidenza a favore della duttilità di sezione del *plateau* in corrispondenza di f_t), sia rapporti f_t/f_y e f_y/f_{ym} che rispettano i limiti prescritti per un eventuale impiego in zona sismica.

Da ciò ne consegue, per confronto, che i valori leggermente inferiori di D forniti dalle curve di impiego dell'acciaio inossidabile, sono strettamente connessi al valore effettivo molto elevato di f_y , che comporta perciò elevati valori di curvatura allo snervamento dell'acciaio teso (Tab. 4). Si vede infatti che pur essendo la curvatura ultima pressochè coincidente per le curve di impiego dell'inossidabile e del B500, il parametro di duttilità D della sezione armata con barre inossidabili risulta inferiore.

In conclusione, la barra inox per c.a. AISI-304L appare garantire prestazioni meccaniche globali sostanzialmente comparabili all'attuale barra tipo FeB44k, risultando inoltre, come noto, preferibile in termini di durabilità.

In ambito strutturale, invece, la barra inossidabile può non risultare idonea soprattutto nell'ambito della progettazione antisismica, quando cioè diventano preminenti ai fini del calcolo l'analisi del comportamento a rottura dell'elemento, il meccanismo di redistribuzione delle sollecitazioni e quindi il rispetto della limitazione superiore posta al valore effettivo della resistenza a snervamento mediante il rapporto f_y/f_{ym} .

barra	$f_c=30$ MPa $\omega=.05$ $v=0$		$f_c=80$ MPa $\omega=.05$ $v=0$	
	$\theta_v \times 10^{-3}$	$\theta_u \times 10^{-2}$	$\theta_v \times 10^{-3}$	$\theta_u \times 10^{-2}$
Inox	4.13	5.80	4.24	4.01
B500	3.12	5.90	3.20	4.20
FeB44k	2.78	3.94	2.87	2.96

Tab. 4. Valori di curvatura al variare di f_c

7. Ringraziamenti

Per la cortese fornitura di barre nervate per cemento armato di tipo inossidabile si ringrazia lo Stabilimento Valbruna di Vicenza.

Bibliografia

- [1] COSENZA E., GRECO C., MANFREDI G., "Theoretical evaluation of inelastic rotations and displacements in the reinforced concrete monodimensional elements", Atti dell'Accademia Nazionale dei Lincei, fascicolo 3, 1991.
- [2] CALVI G.M., CANTU' E., MACCHI G., MAGENES G., "Rotation capacity of reinforced concrete slabs as a function of steel properties", CEB Bull. n.218, 1993.
- [3] ELIGEHAUSEN R., FABRITIUS E., LI L., ZHAO R., "An analysis of rotation capacity tests", Bull. CEB 218, 'Ductility requirements', august 1993
- [4] BEEBY A. W., "Ductility tests for ASW Ltd", Report presented in the Meeting T.G. 2.2 'Ductility', Delft 1995.
- [5] CARVALHO E.C., "Prenormative research in support of Eurocode 8", Fifth SECED Conference, Edited by Elnashai, 1995.
- [6] DI TOMMASO A., FORABOSCHI P., "Armature in compositi fibrosi a matrice polimerica per il conglomerato cementizio" - L'Edilizia, De Lettera Editore, Milano, Anno VIII, n° 9, 10, Settembre-Ottobre 1995.
- [7] D.M. 9/1/96, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- [8] EUROCODICE 2, "Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", UNI ENV 1992 -1-1, January 1993.
- [9] CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'Information n.213-214, May 1993.

- [10] EUROCODICE 8, "Strutture in zone sismiche - Progetto, parte 1, parte generale ed edifici" - Maggio 1988.
- [11] BOSCO C., DEBERNARDI P.: "Experimental investigation on the ultimate rotational capacity of RC beams", Politecnico di Torino, Atti del dipartimento, n.36, 1992.
- [12] BIGAJ A.: "Size effect on rotational capacity of plastic hinges in NSC and HSC reinforced ", CEB TG 2.2 Delft, 1995.
- [13] MALANGONE P., MAZZARELLA O.: "Qualche considerazione con riferimento all'EC2 su leggi costitutive dei materiali e coefficienti di duttilità per sezioni in c.a. pressoinflesse" - Notiziario AICAP in L'Industria Italiana del Cemento, n° 7-8, Luglio-Agosto 1990.
- [14] ELIGEHAUSEN R., LANGER P.: "Rotation capacity of plastic hinges and allowable degree of moment redistribution" - Bollettino CEB n°175, Marzo 1987.
- [15] REHM G.: "The problem of definition of the permissible moment redistribution as a function of the characteristic values of the steel" - Testimonianze per il 75° compleanno di Franco Levi, Torino, 1989.
- [16] SIVIERO E., CANTONI R., FORIN M., "Durabilità delle opere in calcestruzzo", Franco Angeli Editore-Edilizia, 1995.
- [17] PAOLUCCI G.M., GORI R., SIVIERO E., BARBA G., RUSSO S.: "Caratteristiche meccaniche del tondo nervato di acciaio inossidabile" - n° 4/5/6, Giornale del Genio Civile, 1993.
- [18] SIVIERO E., RUSSO S.: "Ductility requirements for reinforcing steel" - CEB Bulletin d'Information n° 218, 'Ductility Reinforcement', August 1993
- [19] SIVIERO E., RUSSO S.: "Caratterizzazione della duttilità di barre di acciaio ordinario e inossidabile per cemento armato" - Giornate AICAP '93, Pisa 3-5 giugno 1993.
- [20] GORI R., MAZZARELLA O., RUSSO, S., "Analisi sperimentale sul Comportamento ciclico monoassiale di barre di acciaio inox e FeB44k-Tempcore per strutture sismo-resistenti in C.A.", 11° Congresso CTE, Napoli 7-9 Novembre 1996
- [21] ARDUINI M., RUSSO S., SIVIERO, E, "The influence of high strength concrete in ductility of RC deflected beams", di prossima pubblicazione nel Bollettino CEB 1997 di 'Duttilità'.
- [22] SUZUKI M., SUZUKI K., ABE K., OZAKA Y.: "Mechanical properties of ultra high strength concrete beams subjected to pure bending moment" - BHP, Parigi, 1996.
- [23] SHEHATA I.A., SHEHATA L.C.: "Ductility of high strength concrete beams in flexure" - BHP, Parigi 1996.
- [24] ENV 100080, "Properties of reinforcing steels B500A and B550B", pag. 13, 1995.
- [25] MARRO P., TAERWE L., VAN GYSEL A.: "Extension of stress-strain curves for design and analysis to high strength concrete" - BHP, Parigi , 1996.

L'IMPIEGO DELLE PLASTICHE FIBRORINFORZATE NELLE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO E CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Dr. Ing. Johannes Fritz Noisternig, Prof. Dr. Ing. Dieter Jungwirth
 DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL - MONACO
 Dr. Ing. Massimo Frumento
 DYWIT - MILANO

SOMMARIO

Prodotti e tecnologie innovativi non nascono soltanto dallo sviluppo di nuovi materiali, ma si basano spesso sulla ricerca di nuovi campi di applicazione per materiali già esistenti. Le plastiche fibrorinforzate, il cui primo impiego risale a circa 40 anni fa, per le loro eccellenti caratteristiche meccaniche nonché resistenza alla corrosione possono essere proficuamente considerate quali nuovi materiali da costruzione. Ne è prova lo sviluppo di una barra in vetroresina quale tirante provvisorio nel terreno e di un cavo a fili in fibre di carbonio che qui vengono descritti a titolo di esempio.

SUMMARY

New products and technologies come not only from new materials, but often from the research of new employments for already existing ones. The fibre reinforced plastic, whose first use is about 40 years old, may be considered as a new construction material owing to their excellent mechanical properties and corrosion resistance. In this report the authors deal with a glass fibre resin temporary rock anchor and a carbon fibre wires post-tensioning cable.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi 15 anni, in tutto il mondo, si sono intensificati gli sforzi per estendere l'impiego delle plastiche fibrorinforzate (FRP) dal settore aeronautico e aerospaziale alle costruzioni, quali elementi di armatura e rinforzo.

Di particolare interesse risultano le eccellenti caratteristiche meccaniche associate alla leggerezza e resistenza alla corrosione.

Tessuti e laminati sono stati introdotti con successo nella costruzione di impianti sportivi, espositivi e di grandi coperture.

In questa memoria verranno esaminate in particolare le barre in vetroresina e le plastiche rinforzate con fibre di carbonio.

Le ricerche condotte in Europa hanno dato risultati

notevoli soprattutto in Svizzera, ove da circa 4 anni vengono utilizzate lamine in fibre parallele di carbonio in matrice polimerica incollate alla struttura da rinforzare [1].

In Germania sono state condotte approfondite ricerche su barre in vetroresina di piccolo diametro.

Alcuni ponti sono stati precompressi con cavi costituiti da più barre di questo tipo, l'ultimo dei quali è stato aperto al traffico nel 1992 a Noetsch (Austria) [2].

Da allora in poi questo tipo di cavo non è più stato utilizzato a causa della sensibilità delle fibre di vetro agli alcali.

Presso la DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL sono state sviluppate ed impiegate con esito positivo barre di maggior diametro come tiranti temporanei nel terreno. Più recente è lo sviluppo dei cavi a fili in fibre di carbonio.

2. LE PLASTICHE FIBRORINFORZATE

Questo termine si usa generalmente quando delle fibre vengono inglobate in una matrice plastica.

La plastica fibrorinforzata ad alta capacità è un composito di fibre continue, orientate, ad alta resistenza e/o elevata rigidezza in matrice polimerica a grande resistenza meccanica e termica. Si utilizzano fibre aramidiche, di vetro e di carbonio. Come matrice attualmente si usa resina insatura poliestere, epossidica e vinilestere. Le matrici termoplastiche trovano invece raramente impiego negli elementi in FRP.

Per la produzione di tiranti in fibre vi sono più sistemi.

Originariamente si pensò di intrecciare le fibre a fune senza matrice ottenendo però caratteristiche meccaniche non soddisfacenti.

Un miglioramento per quanto concerne il modulo di elasticità e l'allungamento a rottura si ottiene orientando le fibre nella stessa direzione e inglobandole nella matrice per mezzo della pultrusione o sistemi analoghi.

Le barre pultruse presentano normalmente un contenuto in fibre pari al 65% del volume.

Nell'impiego per le costruzioni interessano particolarmente la resistenza e deformabilità sotto carico di breve, lunga durata e dinamico come pure durabilità e proprietà fisiche (Tabella 1)

Per sollecitazioni nella direzione delle fibre o della barra le fibre costituiscono gli elementi portanti. La matrice porta una piccola aliquota del carico assiale,

assorbe parte delle componenti di torsione e, in caso di fibre non parallele all'asse, la deviazione della forza.

Inoltre protegge le fibre da pressioni trasversali, sfregamenti e conseguenti effetti di corrosione.

Per sollecitazioni trasversali il materiale della matrice determina le proprietà del composito.

I componenti presentano, in direzione longitudinale, comportamento elastico sino a rottura in analogia al comportamento delle fibre nude (Fig. 1). Questa proprietà, insieme al ridotto peso specifico, è di fondamentale importanza.

Le deformazioni in esercizio dell'acciaio da c.a.p. sono dell'ordine del 5% mentre per gli elementi in FRP sono significativamente più alte.

Il comportamento plastico dell'acciaio, premonitore del cedimento, manca totalmente in questo tipo di prodotti.

Tuttavia questo svantaggio può essere parzialmente compensato dalla maggiore deformabilità essendo facilmente riconoscibili esagerate e premature deformazioni della struttura. Dato il ridotto modulo di elasticità fluage e ritiro del calcestruzzo causano trascurabili cadute di tensione nei tiranti in FRP.

La resistenza a trazione è fortemente influenzata dalla durata del carico, per cui la scelta dei coefficienti di sicurezza dipende anch'essa dal tipo di materiale e dalla prevista durata di esercizio.

In un confronto tra i tre tipi di composito, in fibre aramidiche, di carbonio e di vetro si nota come queste ultime particolarmente subiscano una caduta sensibile di resistenza per effetto di soluzioni alcaline.

	Barra in fibra aramidica	Barra in vetroresina	Filo in fibra carbonio	Filo St 1470/1670	Trefolo St 1570/1770
Forma	rotonda	rotonda	rotonda	rotonda	-
Dimensioni [mm]	7,5	7,5 - 25	3 - 7	5	12,5
Perc. Vol. Fibre [%]	43	65 - 70	60 - 65	--	--
Resistenza a Trazione [MPa]	1290	1670	2200	> 1670	> 1770
Modulo E [GPa]	53	51	160	205	205
Allungamento a Rottura [%]	2,2	3,3	1,6	6	7
Peso Specifico [g/cm ³]	1,25	2,1	1,5	7,85	7,85

Tabella 1: Proprietà meccaniche di elementi in FRP, fili e trefoli da c.a.p.

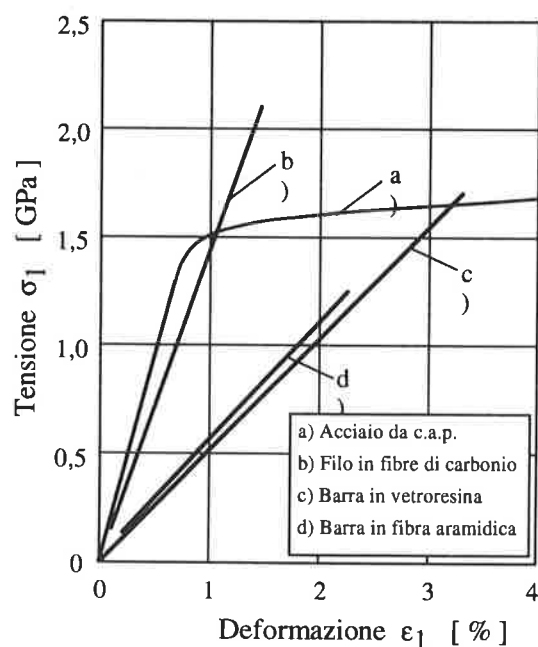


Fig. 1: Diagramma tensioni-deformazioni di elementi in FRP e acciaio

Nelle traversine ferroviarie gli elementi in fibre vengono sollecitati, oltre che da carichi di lunga durata, anche da carico dinamico. Diversamente che nel caso dell'acciaio omogeneo, ove si definisce l'ampiezza di oscillazione max compatibile per 2 milioni di cicli di carico, per gli elementi in FRP questo non è possibile. Infatti per un ancor più elevato numero di cicli di carico, può darsi una sensibile riduzione della resistenza a fatica [3].

Il rilassamento degli elementi in vetroresina può definirsi, rispetto all'acciaio, soddisfacente.

Per una durata di 500.000 ore la caduta di tensione è di ca. 3-4% della tensione iniziale [4]. Le fibre di carbonio presentano un rilassamento addirittura inferiore all'acciaio.

I compositi in FRP sono particolarmente resistenti in ambiente chimicamente aggressivo. In confronto all'acciaio essi presentano una resistenza molto superiore nei riguardi di vari mezzi aggressivi. Tuttavia possono darsi variazioni nelle proprietà delle matrici ed anche infragilimento, con conseguente modesto accesso del mezzo aggressivo alle fibre portanti. Particolarmente nell'impiego di elementi di armatura a diretto contatto del calcestruzzo è da mettere in conto l'attacco degli alcali sulla vetroresina anche se si usa vetro di tipo alcaliresistente (tipo E). Questo può provocare nel tempo gravi cadute di resistenza.

Una importante proprietà, che differenzia i compositi in FRP dai materiali omogenei e isotropi come l'acciaio, è il comportamento eterogeneo anisotropo che si manifesta svantaggiosamente nelle zone di ancoraggio e nei deviatori.

In queste zone si hanno anche sollecitazioni di taglio e pressioni trasversali, nei deviatori addirittura flessionali che causano sensibili riduzioni della portanza longitudinale. Per chiarire il comportamento a rottura per stati tensionali pluriassiali, si utilizzano solidi di rottura le cui superfici descrivono tutte le possibili combinazioni delle componenti tensionali allo stato ultimo.

La figura 2 mostra, a titolo di esempio, questi solidi per un materiale isotropo ed uno ortotropo in FRP. Si vede chiaramente che nel composito la resistenza longitudinale (direzione sigma 1) è ridotta fortemente in caso di sollecitazioni pluriassiali.

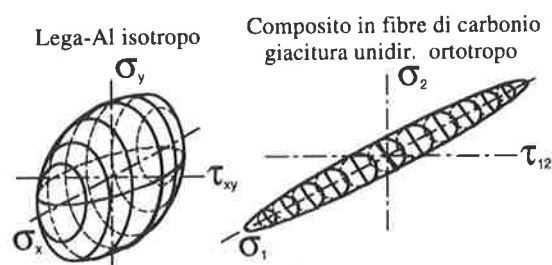


Fig. 2: Solido di rottura di un materiale isotropo e di un composito fibrosintetico

Questo comporta particolari difficoltà nel progetto degli ancoraggi dei compositi anisotropi in FRP poiché le forze agenti creano perlopiù stati tensionali triassiali che richiedono caratteristiche di resistenza isotrope.

Infatti considerando la meccanica della trasmissione della forza nei compositi, si nota come il carico venga trasmesso alle fibre portanti attraverso la superficie e la matrice.

Le sollecitazioni principali risultano di compressione e taglio. Le forze esterne vengono trasmesse alle fibre per lo più dalla combinazione di queste tensioni. Per impedire rotture fragili occorre limitare queste tensioni mediante adeguate superfici reagenti. Nei compositi questo comporta la necessità di una accurata progettazione del sistema di bloccaggio poiché, oltre che una elevata portanza, si richiedono altresì ingombri contenuti e costi concorrenziali.

In genere si utilizzano sistemi di ancoraggio di tipo sintetico e per attrito ovvero la loro combinazione (Fig. 3).

Poiché la realizzazione di un bloccaggio a cuneo adatto alle fibre, con pressione trasversale e relativo scorrimento controllati, presenta grosse difficoltà, sino

ad ora sono stati realizzati quasi esclusivamente ancoraggi di tipo puramente sintetico ovvero combinati di tipo sintetico e ad attrito.

Una più recente soluzione prevede l'uso di elementi fusi all'interno di boccole bloccate per lo più con cunei.

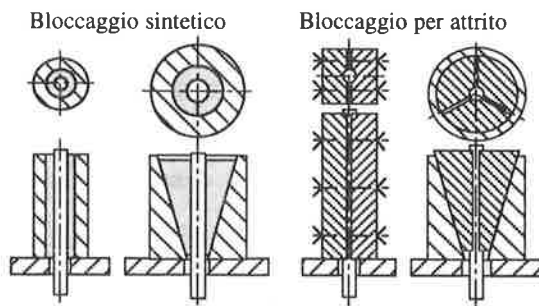
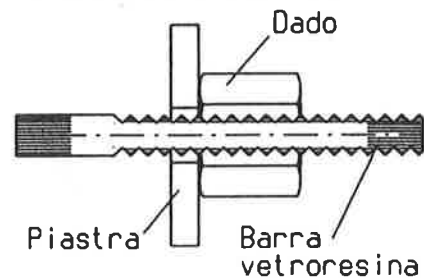


Fig. 3: Sistemi di bloccaggio

Filettatura tornita



Filettatura rifollata

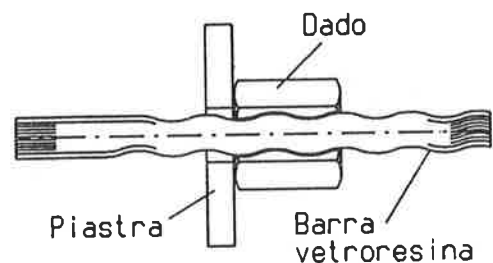


Fig. 4: Barra in vetroresina DYWIDUR con filettatura rifollata o tornita

3. LA BARRA IN VETRORESINA DYWIDUR

Per il settore delle stabilizzazioni provvisorie in galleria e miniera, la Dywidag Systems International ha sviluppato un sistema di barre in vetroresina. Queste vengono utilizzate in roccia e nel terreno potendo successivamente essere demolite con normali mezzi operativi. Questo fatto costituisce un vantaggio decisivo nei confronti delle barre tradizionali in acciaio.

Il sistema di ancoraggio deve essere equivalente e competitivo rispetto ai chiodi e bulloni in acciaio.

All'estremità esterna della barra l'ancoraggio deve attivare solo una parte della forza e per fare questo si ricorre alla filettatura.

La Fig. 4 mostra alcune possibili soluzioni. La soluzione con filettatura rifollata si presta ad essere realizzata durante il processo di pultrusione, la filettatura tornita viene realizzata successivamente. Dado e piastra di ancoraggio sono stati sviluppati in materiale termoplastico rinforzato con fibre di vetro.

Con questi ancoraggi filettati non si può garantire la totale portanza della barra. Questo tuttavia non è richiesto poiché la barra in vetroresina è perlopiù totalmente cementata nel foro.

E' altresì necessaria una rugosità superficiale sufficiente per una buona aderenza tra barra e resina di ancoraggio. Questa si ottiene coll'impronta lasciata da speciali tessuti o fasci di fibre che originano però una superficie scanalata.

La Fig. 5 riporta la relazione forza-assestamento conseguente a prove di pull-out in malte di cemento e resina per diverse finiture superficiali. I valori sono tuttavia puramente indicativi.

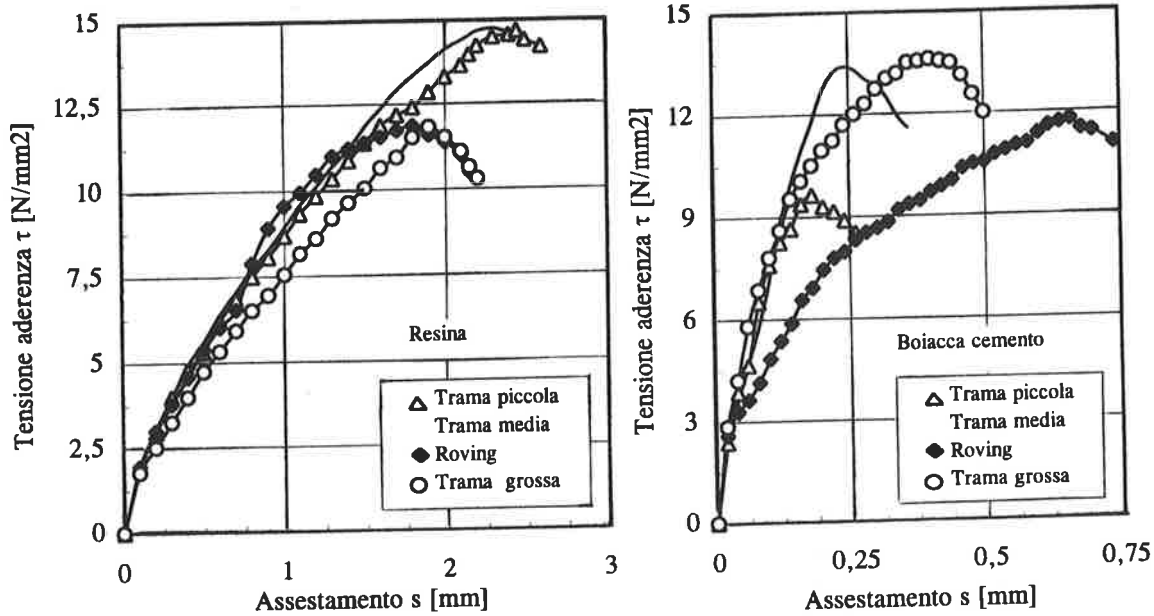


Fig. 5: Relazione carico-deformazione per barra vetroresina con diversa rugosità (in resina o boiaccia cemento)

Una barra in vetroresina con filettatura tornita è più economica di una a filettatura impressa. Dywidag Systems International ha già utilizzato la barra DYWIDUR con successo in Norvegia e Germania (Fig. 6).

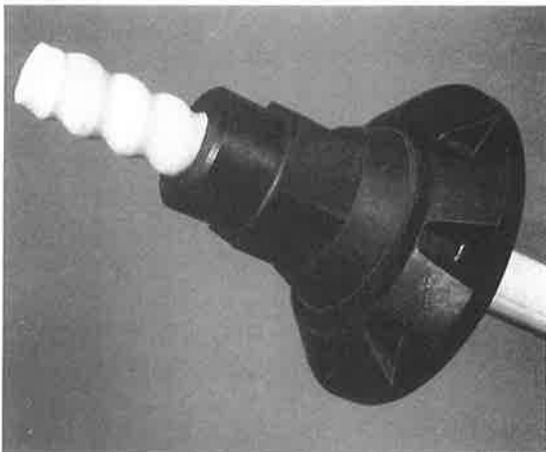


Fig. 6: Barra DYWIDUR con filettatura tornita e ancoraggio in materiale sintetico

4. CAVI A FILI IN FIBRE DI CARBONIO

I primi studi su questo tipo di cavo risalgono agli anni 1984 e 1987 allorquando venne proposto l'attraversa-

mento dello Stretto di Gibilterra mediante un ponte strallato con stralli in fibre di carbonio non essendo fattibile una soluzione metallica. Nel contempo venivano anche evidenziati i non facili problemi di ancoraggio [5].

Da allora solo poche ricerche si sono occupate del problema della trasmissione della forza negli elementi in fibre di carbonio [6].

I pochi sistemi di ancoraggio sviluppati sono del tipo monoelemento e perlopiù di tipo sperimentale e quindi poco adatti ad un uso in cantiere. Gli stessi carichi di esercizio che normalmente vengono richiesti per i cavi non sono alla portata di questi ancoraggi monoelemento in condizioni operative.

Sola eccezione è costituita dai cavi in fibre di carbonio descritti in [7] che sono stati utilizzati per la prima volta nel 1996 nel ponte di Storchen a Winterthur in Svizzera. La DSI attualmente sta studiando un ancoraggio per un cavo multiplo a fili in fibre di carbonio. Questo ancoraggio deve presentare elevate caratteristiche di resistenza sotto carico statico e dinamico in condizioni operative di cantiere. I fili utilizzati hanno diametro 5 mm.

La pressione radiale agisce radialmente, la compressione assialmente.

Il maggior assestamento si ottiene per boccola cilindrica in concomitanza colle più grosse compressioni. Coll'eccezione della conicità di 0° la tensione di taglio si mantiene pressoché costante.

Per tutte le conicità le trazioni risultano trascurabili.

I risultati delle calcolazioni vennero applicati ad un ancoraggio a fili multipli in fibre di carbonio. La portata del cavo deve raggiungere il massimo teorico pari al 94% della somma delle portate dei singoli fili [8].

Per un cavo a sette fili è stata realizzata una bussola unica in acciaio con sagomatura interna conica. Come materiale di fissaggio è stata utilizzata una resina epossidica in modo da non pregiudicare la resistenza statica e a fatica a lungo termine.

La fig. 9 mostra l'ancoraggio del cavo.

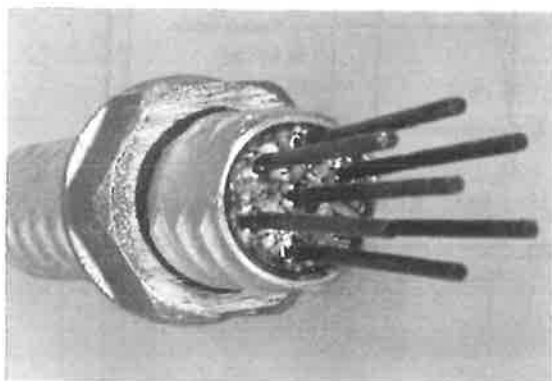


Fig. 9: Ancoraggio sintetico per 7 fili in fibre di carbonio unidirezionali

Le prove statiche hanno già raggiunto il 90% del carico teorico. Per ciò che concerne il comportamento sotto carico dinamico le prime prove eseguite hanno dato esito molto soddisfacente. Le indagini stanno proseguendo per rendere il prodotto adatto ad un uso di cantiere.

5. CONCLUSIONI

I compositi in plastica fibrorinforzata sono materiali che per proprietà meccaniche, resistenza alla corrosione, peso e maneggevolezza possono costituire una valida alternativa all'acciaio. Con eccezione delle lamelle incollate in fibre di carbonio l'impiego è stato sino ad ora limitato per via del costo elevato.

Altresì le esperienze di impiego sono ancora limitate. Ne consegue che spesso vengono ricercati impieghi semplicemente sostitutivi dell'acciaio rinun-

ciando così alle tipiche caratteristiche di questo nuovo materiale "confezionato su misura".

Come visto, l'uso provvisorio di barre in vetroresina tipo DYWIDUR presenta per impieghi in roccia e nei terreni immensi vantaggi non solo per la facile demolizione, ma anche dal punto di vista economico. L'impiego di cavi e tiranti a fili in fibra di carbonio è vantaggioso rispetto all'acciaio quando gli accorgimenti costruttivi e la protezione dalla corrosione di quest'ultimo ne rendono costoso l'impiego oppure necessaria la sostituzione.

Nel ponte di Storchen a Winterthur sono stati impiegati per la prima volta anche due stralli a fili in fibre di carbonio (1996).

I compositi in FRP hanno pertanto, in particolari applicazioni costruttive, non solo ottime possibilità di applicazione e sviluppo dal punto di vista tecnologico, ma anche un valido riscontro economico.

In futuro il loro impiego risulterà comunque integrativo e non alternativo ai materiali tradizionali, quali acciaio, calcestruzzo e legno.

Il sistema di ancoraggio prescelto è di tipo sintetico inquanto presenta caratteristiche ottimali. Oltre a prove sperimentali vengono eseguite calcolazioni agli elementi finiti sulla base di [6]. Metodi di calcolo analitici e numerici costituiscono spesso un'alternativa più rapida ed economica alle prove sperimentali.

Le prove sperimentali costituiscono però un mezzo indispensabile per la conferma dei calcoli teorici. Nello sviluppo del cavo i calcoli numerici sono stati eseguiti per avere una migliore comprensione del complesso fenomeno di trasmissione delle forze all'interno dell'ancoraggio.

Per l'ancoraggio sintetico è stato introdotto un modello tridimensionale agli elementi finiti.

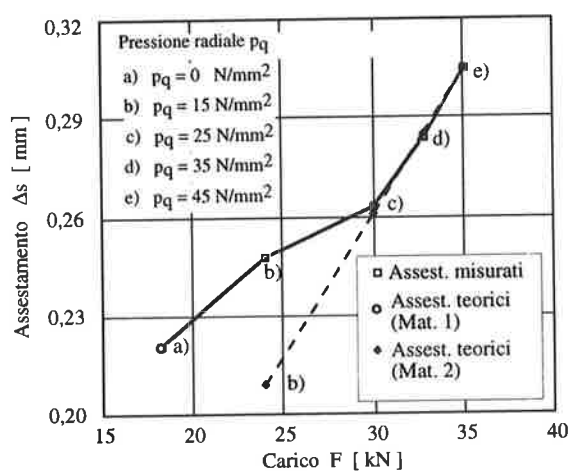


Fig. 7: Assestamenti di calcolo ed effettivi in funzione del carico per diverse pressioni radiali per un elemento in fibre di carbonio [6]

Particolarmente importante è la simulazione dell'aderenza. Per questo motivo sono stati progettati modelli di un elemento interno [6].

Per calibrare e verificare questo modello è stata utilizzata la relazione forza-assestamento ricavata dalle prove di estrazione e fatto un confronto tra valori di calcolo e sperimentali (fig. 7) per diverse pressioni trasversali. Coll'aiuto di questo modello sono stati ricercati i necessari parametri utilizzando ancoraggi monofilo al fine di limitare le calcolazioni necessarie. Lo scopo prefisso era quello di dimensionare il sistema di bloccaggio in modo tale che, per spessore sufficiente della boccia, fosse impedita una rottura prematura del materiale di fissaggio colato al suo interno.

La valutazione dei parametri geometrici è stata limitata alla determinazione delle tensioni massime nel materiale di fissaggio e dell'assestamento finale tra lo stesso e la boccia. Altri parametri da stabilirsi erano inoltre la lunghezza del tratto da saturare col materiale di fissaggio, l'angolo di inclinazione della conicità e lo spessore della boccia di acciaio [6].

Per diverse conicità la fig. 8 riporta i valori massimi delle tensioni di taglio, trazione, compressione e radiale nel materiale di fissaggio come pure l'assestamento finale.

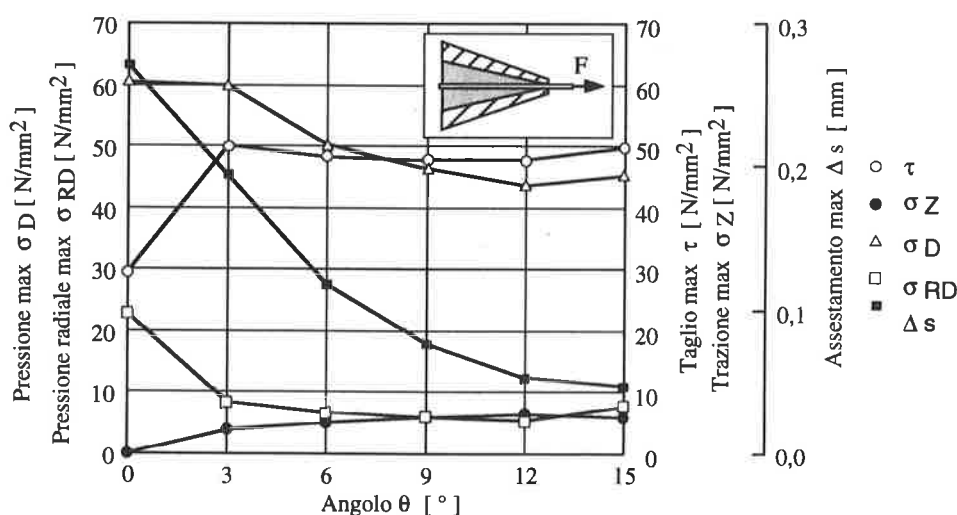


Fig. 8: Tensioni max. e assest. per ancoraggio sintetico in funzione della conicità [6]

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Documento SIA D 0128 : Rinforzo di strutture con lamelle in fibre di carbonio. Relazione alle Giornate EMPA/SIA, 21.09.1995 - Zurigo.
- [2] MIESSELER, H.-J.; LESSING, R.: Esperienze con materiali in vetroresina e controlli con sensori a fibre ottiche. Colloquio Scientifico IWB 14.11.1991. Stoccarda. Pagg. 9.1.-9.16.
- [3] ROSTASY, F.S.; BUDELMANN, H.; HANKERS, C. : I compositi fibrorinforzati nel cemento armato e cemento armato precompresso. Beton und Stahlbetonbau 87 Quaderno 5. 1992. Pagg. 123-129.
- [4] FAORO, M.: Proprietà reologiche delle barre HL.V. Colloquio Scientifico IBMB, 02.04.1992, Braunschweig. Pagg. 3.1.-3.12.
- [5] MEIER, U.: Proposta per un ponte in compositi a fibre di carbonio attraverso lo Stretto di Gibilterra. Proc. Inst. Mech. Eng., Vol. 201, No B2, 1987 Pagg. 73-78.
- [6] NOISTERNIG, J. F. : Sulla portanza di sistemi di ancoraggio per cavi in fibre di carbonio per strutture in c.a.p. Quaderni VDI Serie 4 Nr. 133. Duesseldorf Ed. VDI 1996.
- [7] MEIER, U.: Stralli a fili in fibre di carbonio. Schweizer Baublatt Nr. 29/30. 12.04.1996.
- [8] RACKWITZ, R.: Cavi per ponti strallati. Considerazioni teoriche. Giornate VMFA-"Qualità e affidabilità tramite prove sui materiali da costruzione e nella costruzione di macchine. 25-27.04.1990, TU Monaco, pagg. 180-191.

SUL COMPORTAMENTO A FATICA DI TRAVI FESSURATE IN CALCESTRUZZI ORDINARI, AD ALTA RESISTENZA E FIBRORINFORZATI

Giovanni A. PLIZZARI¹, Stefano CANGIANO² e Nicola CERE¹

¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Brescia, Via Branze, 38, 25123 Brescia;

²CTG Italcementi Group, Via G. Camozzi, 124, 24121 Bergamo.

SOMMARIO

Nel presente lavoro viene studiato sperimentalmente il comportamento di calcestruzzi ordinari, ad alta resistenza e fibrorinforzati in presenza di carichi ciclici. Le prove sono effettuate su provini di trave prefessurati in modo da provocare la formazione della zona di processo. L'impiego di travi di diversa dimensione fornisce utili indicazioni sull'effetto scala che caratterizza il comportamento a frattura delle strutture di calcestruzzo. I risultati ottenuti consentono di effettuare alcuni confronti tra i diversi materiali e di verificare l'influenza delle fibre di acciaio e di carbonio, e della resistenza del calcestruzzo sul comportamento delle strutture sottoposte a carichi ciclici.

SUMMARY

In the present research-work the experimental behaviour of normal and high strength concretes, with and without fibres is investigated. The tests are performed on cracked beams in order to allow the fracture process zone to be present. The use of specimens having different sizes provides useful information on the size effect that characterizes fracture behaviour of concrete structures. The experimental results allow to study the influence of steel and carbon fibres and the concrete strength on the behaviour of structures under cyclic loads.

1. INTRODUZIONE

L'impiego recente del calcestruzzo ad alta resistenza ha comportato una riduzione del peso proprio delle strutture ed ha accentuato gli effetti della variabilità dei carichi accidentali; ciò ha riportato alla luce un certo interesse nello studio del comportamento a fatica delle strutture di calcestruzzo.

Considerando che in tali strutture sono normalmente presenti delle fessure, dovute alla modesta resistenza a trazione del materiale sollecitato già nella fase di maturazione a causa dei gradienti igrometrici e termici, diventa particolarmente interessante la verifica di stabilità delle fessure in presenza di carichi ciclici; infatti, fessure stabili in presenza di carichi statici potrebbero propagarsi se sottoposte a carichi ciclici. Negli ultimi 20 anni è nato un notevole interesse per lo studio del problema della fessurazione nelle strutture di calcestruzzo con la Meccanica della Frattura [1, 2, 3].

Benché il problema della fatica nel calcestruzzo compresso sia stato oggetto di numerose ricerche [4], il

comportamento a frattura del calcestruzzo sottoposto a carichi ciclici è un problema ancora aperto. I risultati sperimentali disponibili in letteratura mostrano che, in presenza di carichi ciclici, le fessure si propagano e che le la legge di Paris [5], frequentemente impiegata per i metalli, non è applicabile alle strutture di calcestruzzo. Dopo aver effettuato numerose prove sperimentali, Slowik, Plizzari e Saouma [6] hanno osservato che il danneggiamento per fatica nelle strutture di calcestruzzo si verifica prevalentemente nella zona microfessurata presente all'apice della fessura (*Fracture Process Zone*). Di conseguenza, i risultati delle prove di fatica disponibili in letteratura, ottenuti generalmente da provini non danneggiati (senza zona di processo), sono certamente preziosi ma non forniscono indicazioni precise sulla effettiva resistenza del materiale. Inoltre, la presenza di un effetto scala nel comportamento a frattura del calcestruzzo, complica ulteriormente il problema in quanto i risultati ottenuti vengono a dipendere dalle dimensioni del provino. Per ovviare a tale problema, Bazant e Xu [7] hanno proposto un modello di propagazione della fessura che

tiene conto della "Size Effect Law" di Bazant [8]; tale modello non considera però altri importanti fenomeni che caratterizzano il comportamento a fatica del calcestruzzo, quali la storia di carico o la presenza di carichi di picco che influenzano l'estensione della zona di processo [6].

Per poter applicare correttamente la teoria della Meccanica della Frattura alle strutture sottoposte a carichi ciclici, è necessario conoscere il comportamento non lineare del materiale nella zona di processo (FPZ). Studi di questo problema sono stati intrapresi da alcuni ricercatori [9, 10, 11, 12] che hanno proposto modelli teorici di comportamento in termini di legame sforzo - apertura di fessura coesiva. Hordijk [12] e, successivamente, Plizzari, Cangiano ed Alleruzzo [13], sulla base di risultati di prove di trazione diretta, hanno osservato che la deformazione ultima del provino sottoposto a carichi ciclici è molto vicina a quella della curva discendente post-picco che si ottiene con una prova statica. Quest'ultimo aspetto assume particolare importanza per i calcestruzzi fibrorinforzati, caratterizzati da resistenze residue dopo la fessurazione sensibilmente maggiori che nei corrispondenti calcestruzzi senza fibre. L'impiego delle fibre nel calcestruzzo può risultare ancor più significativo per i calcestruzzi ad alta resistenza che, a causa della natura intragranulare della fessura, sono caratterizzati da un comportamento post-picco sensibilmente più fragile.

I risultati disponibili sul comportamento dei calcestruzzi fibrorinforzati in presenza di carichi ciclici, per quanto risulta agli autori, sono però ancora piuttosto limitati. Inoltre, le ricerche su tali calcestruzzi hanno riguardato prevalentemente le fibre plastiche e le fibre metalliche. Recentemente, anche l'impiego di fibre di carbonio, caratterizzate da interessanti proprietà meccaniche, sono state oggetto di studi [14].

Scopo del presente lavoro è lo studio sperimentale sul comportamento di calcestruzzi ordinari, ad alta resistenza e fibrorinforzati in presenza di carichi ciclici. In particolare vengono confrontati calcestruzzi di ordinaria resistenza, con e senza fibre di acciaio, e calcestruzzi ad alta resistenza senza fibre e con fibre di acciaio e di carbonio. La sperimentazione ha riguardato prove di flessione su travi con quattro punti di carico. L'impiego di travi aventi diverse dimensioni ha consentito di verificare anche l'effetto scala che caratterizza il comportamento a frattura delle strutture. L'applicazione dei carichi ciclici è iniziata dopo aver prefessurato il provino, e quindi in presenza di zona di processo, in modo da simulare le condizioni di una fessura reale all'interno di una struttura.

2. MATERIALI

Nella sperimentazione sono stati impiegati i materiali di seguito descritti.

2.1 Aggregati

Sono stati impiegati aggregati silicei, di forma tondeggiante e con diametro massimo pari a 15 mm. La distribuzione granulometrica era prossima a quella teorica della curva Bolomey.

2.2 Cemento

Sono stati utilizzati due tipi di cemento:

- classe 32.5 R tipo CEM II/B - L per la preparazione dei calcestruzzi di normale resistenza;
- classe 52.5 R tipo CEM I per la confezione dei calcestruzzi ad alta resistenza.

2.3 Silica fume

Fornita dalla Elkem Materials (Norvegia) col nome commerciale di "Elkem Microsilica Grade 940-U".

2.4 Fibre di acciaio

Sono state utilizzate fibre di acciaio tipo "Dramix ZP 30/.50" prodotte dalla BeKaert (Belgio).

2.5 Fibre di carbonio

Sono state utilizzate fibre poliacrilonitriliche (PAN) tipo "RK10" fornite dalla RK Carbon Fibres. In tabella 1 sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche delle fibre impiegate.

	Fibre ZP30/.50	Fibre RK10
Tens. a rottura	$\geq 1\ 100\ \text{MPa}$	$\geq 2\ 000\ \text{MPa}$
Mod. di Young [MPa]	210 000	180 000÷240 000
Lunghezza [mm]	30	20
Diametro [mm]	0.5	0.008
Rapp. d'aspetto	60	2500
Forma	ad omega	lineare

Tabella 1 - Caratteristiche geometriche e meccaniche delle fibre impiegate.

2.6 Calcestruzzi

Con questi materiali sono stati confezionati calcestruzzi a resistenza normale (NSC) e ad alta resistenza (HSC). Per entrambi i tipi di calcestruzzo sono stati confezionati impasti con e senza fibre di acciaio. In considerazione del rapporto fra il costo delle fibre di carbonio e quello dei calcestruzzi HSC e NSC,

si è ritenuto opportuno limitare l'aggiunta delle fibre di carbonio al solo calcestruzzo ad alta resistenza (HSC). I calcestruzzi NSC e HSC rinforzati con fibre di acciaio di seguito saranno contrassegnati con le sigle NSC-SFR e HSC-SFR, mentre il calcestruzzo HSC rinforzato con fibre di carbonio sarà identificato dalla sigla HSC-CFR. Il dosaggio delle fibre è stato contenuto entro valori prossimi a quelli minimi consigliati dai produttori. Per evidenti ragioni di confronto, il dosaggio di fibre è stato mantenuto costante (pari al 0.38% in volume) per entrambi i tipi di fibre.

Nella formulazione del mix design dei calcestruzzi si è cercato di ottenere impasti caratterizzati da consistenza semifluida S3 e fluida S4 (secondo UNI 9417) ricorrendo, quando necessario, all'ausilio di additivi superfluidificanti.

Nella Tabella 2 è riportato il mix design e le caratteristiche allo stato fresco dei calcestruzzi. La densità allo stato fresco il cedimento al cono (slump) sono stati determinati rispettivamente secondo UNI 9418 e UNI 6394.

Materiale	Dosaggio di cemento [Kg/m ³]	Rapporto a/c	Densità [Kg/m ³]	Slump [mm]
NSC	370	0.56	2374	130
NSC-SFR	370	0.59	2371	130
HSC	550+ 10% S.F.	0.29	2488	200
HSC-SFR	550+ 10% S.F.	0.29	2508	170
HSC-CFR	550+ 10% S.F.	0.29	2482	100

Tabella 2 - Mix design e caratteristiche allo stato fresco dei calcestruzzi (S.F.: silica fume).

Con i predetti calcestruzzi sono state confezionate travi di diverse dimensioni caratterizzate dallo stesso rapporto h/L, come mostrato in Tabella 3. Sono state inoltre confezionate almeno 6 cilindri (dimensioni $\phi 80 \times 210$ mm) per le prove di resistenza a compressione e di valutazione del modulo elastico.

DIMENSIONI DELLE TRAVI [mm]			
TIPO	Lunghezza (L)	Altezza (h)	Spessore (b)
SMALL	500	100	100
MEDIUM	1000	200	100
LARGE	1500	300	100

Tabella 3. Dimensioni delle travi utilizzate.

Le travi e i provini sono stati sformati a 24 ore dal getto; la successiva stagionatura è stata effettuata in acqua a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ per almeno 60 giorni. Prima della effettuazione della prova le travi sono state intagliate in mezzera con una mola a profilo triangolare in modo da ottenere un intaglio con apice a cuspide. Il rapporto fra la profondità dell'intaglio (a) e l'altezza della trave (h) è stato fissato per tutte le travi pari a 0.27.

2.7 Caratteristiche elastiche e resistenze meccaniche dei calcestruzzi impiegati.

In Tabella 4 sono riportate le resistenze meccaniche a compressione, determinate secondo UNI 6132 su provino cilindrico (f_c), le resistenze a trazione diretta (f_{ct}) determinate secondo UNI 6135, ed il Modulo elastico secante rilevato secondo UNI 6556. Nella stessa tabella sono pure rilevati i valori di resistenza a compressione ($f_{c,cube}$) rilevati su cubi rettificati ricavati per taglio dalle travi al termine della sperimentazione (età >240 d).

Materiale	f_c [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	Modulo di Young [MPa]
NSC	45.4	79.1	4.01	31 629
NSC-SFR	27.8	64.8	4.31	27 368
HSC	102.0	106.3	5.16	48 891
HSC-SFR	106.4	116.5	5.57	49 383
HSC-CFR	96.5	100.0	5.18	49 978

Tabella 4. Resistenze meccaniche e caratteristiche elastiche dei calcestruzzi impiegati.

3. APPARECCHIATURA DI PROVA

Le prove cicliche di flessione sono state effettuate per mezzo di una macchina di prova servocontrollata e caratterizzata da elevata rigidità. Il carico viene esercitato attraverso un cilindro oleodinamico a doppio effetto il cui pistone è privo delle tradizionali guarnizioni le quali farebbero aumentare considerevolmente l'attrito statico fra pistone e cilindro. Quest'ultima caratteristica lo rende particolarmente adatto alla effettuazione di prove di fatica in controllo di spostamento durante le quali, come è ben noto, si manifestano fenomeni di attrito statico (*stick slip*) ogniqualvolta la direzione dello spostamento cambia segno. L'organo attuatore del circuito di servocontrollo è costituito da una servovalvola Moog con elevate caratteristiche di risposta dinamica (400 Hz). La servovalvola è pilotata da un segnale di comando in corrente (0-15 mA) proveniente da un regolatore P.I.D. (ad azione Proporzionale Integrale Derivata) il quale provvede ad

elaborare il segnale della grandezza retroazionata confrontandolo con quello di riferimento. Quest'ultimo è generato da una scheda D/A da 16 bit residente su personal computer e gestita da un apposito *software*.

Al fine di evitare l'insorgere di tensioni di taglio nella zona di mezzeria delle travi è stato scelto lo schema di carico a 4 punti; il rapporto tra la distanza fra i coltelli di carico superiori (S_{sup}) e quella fra gli appoggi inferiori (S_{inf}) è stato mantenuto costante ($S_{sup}/S_{inf} = 0.326$) per le differenti tipologie di travi. In Tabella 5 sono riportati i valori di S_{inf} , S_{sup} e la lunghezza del "ligament" per le travi oggetto della sperimentazione.

TIPO	Ligament h-a [mm]	S_{sup} [mm]	S_{inf} [mm]
SMALL	219	450	1500
MEDIUM	146	300	1000
LARGE	73	150	500

Tabella 5 - Distanze fra gli appoggi superiori (S_{sup}), inferiori (S_{inf}) e valori del "ligament" per le differenti tipologie di travi.

Allo scopo di poter controllare le prove, anche in presenza di eventuali fenomeni di instabilità interna, come grandezza retroazionata è stata scelta l'apertura dell'intaglio (C.M.O.D. - Crack Mouth Opening Displacement). Tale grandezza è stata rilevata mediante due trasduttori resistivi di spostamento (clip gauges) a ponte intero collegati in parallelo allo scopo di ottenere direttamente il valore medio del segnale in uscita. Lungo l'asse di mezzeria della faccia verticale della trave sono stati collocati tre trasduttori di spostamento induttivi (*Linear Variable Differential Transformer*) con la base di misura (range ± 2 mm) disposta ortogonalmente all'asse stesso di mezzeria della trave (Fig. 1). Lo spostamento verticale, in corrispondenza dei due coltelli superiori di carico, è stato rilevato per mezzo di due trasduttori LVDT fissati lungo una barra di alluminio; tale barra, assunta come linea di riferimento, è stata posizionata sulla faccia verticale della trave lontano dai punti di carico per evitare il disturbo delle deformazioni locali del calcestruzzo (Fig. 1). I trasduttori di spostamento erano caratterizzati da un campo di misura di ± 5 mm per le travi piccole e medie, mentre per quelle grandi il campo è stato esteso a ± 20 mm.

Il carico è stato rilevato per mezzo di cella di carico reversibile HBM tipo Z12 con una capacità di ± 200 kN. I segnali in uscita dai trasduttori erano inviati ad una centralina HBM tipo KWS3073, ove il segnale veniva opportunamente amplificato e ritrasmesso ad un

personal computer dotato di scheda di conversione A/D con una risoluzione di 16 bit.

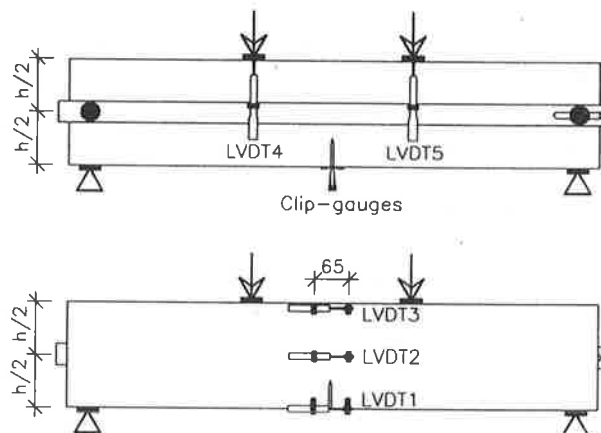


Figura 1 - Schema di carico e strumentazione.

Durante le prove è stata inoltre rilevata l'emissione acustica mediante due trasduttori collocati sulla faccia superiore della trave in prossimità della sua mezzeria. Come mezzo di accoppiamento è stato utilizzato grasso silconico. I trasduttori avevano un range compreso fra 0 e 50 Mhz ed il loro segnale veniva amplificato in modo da ottenere una uscita linearizzata compresa fra 0 e 10V. Anche questo segnale era acquisito dal personal computer attraverso la scheda A/D. L'emissione acustica è stata rilevata in termini di conteggio cumulativo di eventi acustici; quest'ultimo parametro è stato assunto come indice della evoluzione dello stato fessurativo del calcestruzzo.

4. MODALITÀ DI PROVA

L'applicazione dei carichi ciclici è iniziata dopo aver provocato la formazione della zona di processo nel provino; come precedentemente sottolineato, è in tale zona che il materiale subisce il maggior danneggiamento a causa dei carichi ciclici. A tale scopo, ciascuna prova ciclica è suddivisa nelle seguenti quattro fasi, completamente gestite da un *software* appositamente sviluppato per il controllo della prova [13] (Fig. 2).

Fase iniziale monotona (OAB): lo spostamento viene applicato monotonamente fino al raggiungimento del carico di picco (P_{max}) per provocare la formazione della zona di processo; quando inizia la fase discendente della curva carico-spostamento, in corrispondenza di un carico pari a $k_1 \cdot P_{max}$ ($k_1=0.95$), il provino viene scaricato fino alla soglia inferiore (P_{inf}) della successiva fase ciclica.

Fase ciclica (BC): vengono applicati cicli di carico tra un livello inferiore P_{inf} ed un livello superiore P_{sup} , scelto in modo tale che i cicli rimangano sotto la curva inviluppo. Il controllo di $CMOD$ consente, una volta raggiunta la curva inviluppo discendente, di avere un comportamento stabile della prova. Il controllo sul carico viene fatto dal *software* che provvede ad invertire il segno della velocità di $CMOD$ ogni volta che vengono raggiunte le previste soglie di carico superiore ed inferiore.

Fase ciclica sul ramo softening (CD): il carico viene applicato ciclicamente tra la soglia inferiore P_{inf} e la curva inviluppo. La fase ciclica termina quando il carico di picco P_{max1} del singolo ciclo è inferiore ad valore minimo pari a $k_5 \cdot P_{inf}$ (k_5 è stato assunto pari a 1.20 per tutte le prove). In realtà, una struttura reale generalmente crolla al raggiungimento del ramo discendente; questa fase ciclica sulla curva inviluppo è stata comunque effettuata per valutare meglio l'effetto delle fibre e del calcestruzzo ad alta resistenza, per favorire quindi il confronto tra i diversi calcestruzzi.

Fase finale monotona (DE): lo spostamento viene applicato in modo crescente fino a quando il carico non risulta inferiore a circa l'1% del carico massimo registrato durante la prova (P_{max}), dopo di che la prova viene interrotta automaticamente dal *software*.

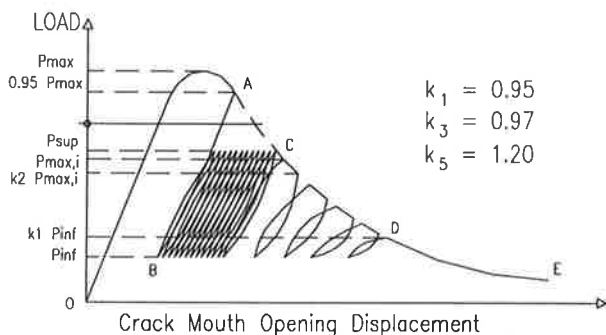


Figura 2 - Diagramma carico-spostamento per una generica prova ciclica.

Le prove sono state effettuate con un carico variabile tra il 25% ed il 75% del carico massimo raggiunto nella fase iniziale della prova (P_{max}). Sulle travi medie sono state effettuate prove anche con carico variabile tra il 35% e l'85% di P_{max} ed una prova con carico variabile tra il 10% e l'85% di P_{max} . Si è comunque sempre rimasti nell'ambito della fatica con basso numero di cicli (*low cycle fatigue*). La frequenza, pari a 0.5 Hz per tutti i provini, ha consentito di acquisire un sufficiente numero di dati per ogni ciclo di carico e di avere buon controllo della prova, soprattutto nella fase delicata che si verifica in corrispondenza del raggiungimento della curva inviluppo.

5. RISULTATI SPERIMENTALI

La Fig. 3 mostra la tipica curva del carico e dell'emissione acustica cumulativa (A.E.) in funzione dell'apertura massima della fessura ($CMOD$), relativa ad una trave media di calcestruzzo ad alta resistenza con fibre di acciaio (HS2575MA), sottoposta ad un carico variabile tra il 25% ed il 75% del carico massimo raggiunto nella fase iniziale della prova. L'emissione acustica cumulativa, rapportata al valore finale (e quindi variabile tra zero ed uno), mostra un rapido incremento nella fase ciclica sulla curva inviluppo ed una diminuzione di pendenza nella fase monotona finale.

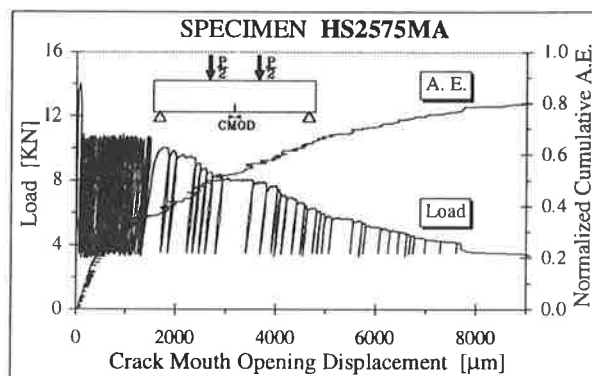


Figura 3 - Diagramma del carico e dell'emissione acustica cumulativa in funzione dell'apertura massima della fessura, ottenuta dal provino HS2575MA.

Il particolare della fase dei cicli interni è mostrato nella Fig. 4 dove l'incremento dell'emissione acustica cumulativa evidenzia la presenza di un significativo danneggiamento (propagazione della fessura) in tale fase della prova. I risultati di prove di trazione diretta su provini cilindrici costituiti dagli stessi materiali, effettuate dagli stessi autori [15], mostrano invece che l'emissione acustica cumulativa (e di conseguenza il danneggiamento nel materiale) è quasi nulla durante l'applicazione dei cicli interni (Fig. 5), mentre incrementa rapidamente quando i cicli percorrono la curva inviluppo. Questo diverso comportamento è probabilmente dovuto al fatto che, durante l'applicazione dei cicli interni al provino di trave, in alcune parti della zona di processo i cicli sul materiale stanno già percorrendo la curva inviluppo.

I risultati più significativi ottenuti da tutte le prove cicliche sono riepilogati nella Tab. 5 che mostra il carico massimo (P_{max}) raggiunto durante la prova, l'apertura $CMOD_p$ in corrispondenza del carico massimo P_{max} , l'apertura $CMOD_0$ in corrispondenza del carico massimo del primo ciclo, l'apertura $CMOD_u$ in corrispondenza del raggiungimento della curva

involuppo, l'apertura CMOD_c misurata a fine prova (in corrispondenza dell'1% di P_{max}) ed il numero di cicli interni N_{max} (che rappresenta il numero di cicli che porta al collasso della struttura). L'intera raccolta dei diagrammi sperimentali è riportata in [15].

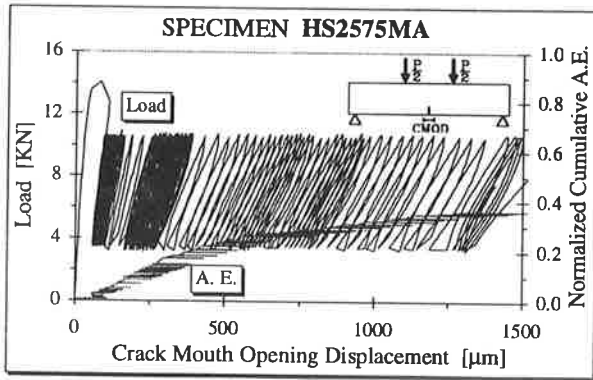


Figura 4 - Diagramma del carico e dell'emissione acustica in funzione della CMOD per il provino HS2575MA durante l'applicazione dei cicli interni.

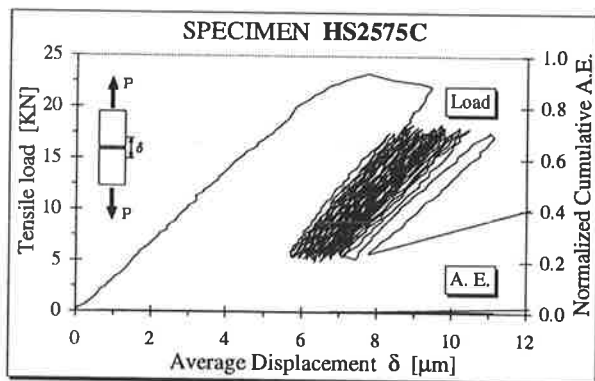


Figura 5 - Diagramma del carico e della A.E. in funzione della COD per il provino cilindrico NS2575B durante l'applicazione dei cicli interni.

La Figura 6 mostra il confronto tra le curve involuppo ottenute dalle travi medie di calcestruzzo ordinario e le curve delle prove statiche effettuate su travi delle stesso materiale. Si può notare il buon accordo tra le diverse curve dei provini di trave. La Figura 7 mostra invece il confronto tra le curve involuppo e le curve statiche ottenute dalle travi medie di calcestruzzo ordinario con fibre di acciaio. Si può osservare che anche in questo caso le curve involuppo relative alle prove cicliche sono molto vicine alle curve statiche, ad eccezione dei risultati relativi ad una prova con soglie di carico tra il 35% e l'85% di P_{max}, che risultano chiaramente spostate a destra delle prove statiche. Tale comportamento anomalo è probabilmente da attribuire alla notevole dispersione dei risultati che caratterizza i risultati delle prove cicliche.

SPECIMEN	P _{max} [kN]	CMOD _p [μm]	CMOD ₀ [μm]	CMOD ₁ [μm]	CMOD _c [μm]	N _{max} [-]
N2575SA	6.35	43	49	105	741	2580
N1085MA	10.31	80	97	216	1910	17
N3585MA	9.57	59	83	137	1322	85
N3585MB	8.53	57	63	112	699	66
N2575MA	7.90	51	51	151	836	1977
N2575MB	8.89	51	71	169	669	1157
N2575LA	8.67	64	83	225	875	971
N2575LB	12.99	77	85	190	1343	696
NS2575SA	6.87	64	76	1330	15438	1985
NS3585MA	12.46	125	213	1237	32714	158
NS3585MB	10.72	84	95	257	32496	114
NS2575MA	6.87	87	106	793	26301	2125
NS2575MB	8.44	142	153	766	24603	802
NS2575LA	8.12	1789	1781	3606	17829	772
H2575SA	6.63	47	56	132	1092	1465
H2575SB	7.27	42	49	120	713	427
H3585MA	13.75	59	78	103	923	7
H3585MB	11.43	76	81	131	935	48
H2575MA	12.22	67	62	139	702	1788
H2575MB	13.01	58	64	150	1538	3925
H2575LA	18.67	61	53	124	797	1338
H2575LB	15.09	48	58	187	754	10529
HS2575SA	7.00	49	40	123	7432	801
HS2575SB	7.41	56	61	175	11150	575
HS3585MA	13.69	92	133	326	8412	84
HS3585MB	14.87	72	93	725	8836	417
HS2575MA	14.02	82	94	1507	28418	1086
HS2575MB	14.59	88	97	764	25303	956
HS2575LA	17.67	66	81	671	6958	17761
HS2575LB	18.68	73	75	768	8690	5893
HC2575SA	8.50	48	69	151	1257	8045
HC2575SB	7.02	30	52	129	771	8726
HC3585MA	15.46	46	66	95	580	36
HC3585MB	15.72	82	83	117	1032	23
HC2575MA	12.85	59	72	142	607	1534
HC2575MB	13.01	65	89	143	1049	1116
HC2575LA	17.86	70	71	217	1098	59162
HC2575LB	19.46	68	66	130	767	756

Tabella 6 - Principali risultati ottenuti dalle prove cicliche sulle travi.

La Figura 8 mostra il confronto per le travi medie di calcestruzzo ad alta resistenza con fibre di acciaio. In questo caso si può notare che le curve involuppo delle prove con carico variabile tra il 25% ed il 75% di P_{max}, sono collocate alla destra delle corrispondenti curve delle prove statiche, indicando chiaramente il benefico effetto delle fibre, sia pur con dosaggio molto limitato, nel calcestruzzo ad alta resistenza. Viceversa, le curve relative alle prove con carico variabile tra il 35% e l'85% di P_{max} sono ancora molto vicine alle corrispondenti curve delle prove statiche indicando che, per questi livelli di carico, il dosaggio di fibre impiegato non influenza la resistenza a fatica del provino.

Questo comportamento mette in evidenza il ruolo delle fibre nella resistenza a fatica del calcestruzzo. Le fibre, conferendo duttilità al materiale dopo il raggiungimento del carico di picco, allungano il

percorso per raggiungere la curva involuppo e quindi migliorano la resistenza a fatica del provino. La Figura 9, relativa alle prove statiche di trazione diretta su cilindri di calcestruzzo ordinario [15], mostra infatti che l'incremento di resistenza residua del calcestruzzo con fibre di acciaio si manifesta in modo evidente quando il carico è inferiore a circa 7 kN (a cui corrisponde una tensione di circa 1.7 MPa). Per valori superiori del carico ciclico massimo, le fibre non comportano un miglioramento significativo della resistenza residua. La Figura 10 mostra i risultati delle prove di trazione diretta sui calcestruzzi ad alta resistenza. Si può notare che le curve riferite al calcestruzzo con fibre di carbonio risultano quasi sovrapponibili a quelle del calcestruzzo senza fibre (evidenziando il modesto contributo delle fibre di carbonio impiegate alla duttilità del materiale), e che gli effetti delle fibre di acciaio si manifestano quando il carico scende al di sotto dei 14 kN, a cui corrisponde una tensione di 2.9 MPa. La modesta influenza delle fibre di carbonio è probabilmente dovuta anche al fatto che queste fibre frequentemente si spezzano durante la miscelazione del calcestruzzo [15].

Per quanto riguarda i provini strutturali (come le travi), se si considera che il danneggiamento si verifica prevalentemente nella zona di processo, il fenomeno sarà legato anche alla estensione di tale zona che a sua volta dipende dalle dimensioni del provino.

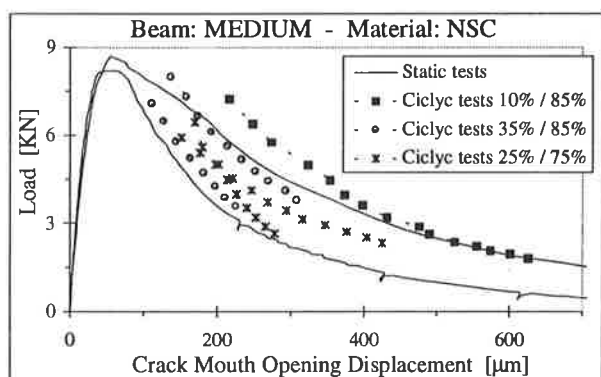


Figura 6 - Confronto tra le curve involuppo del carico in funzione della CMOD e le curve ottenute dalle prove statiche sulle travi medie di calcestruzzo ordinario.

Per quanto sopra affermato, è lecito aspettarsi un netto miglioramento della resistenza alla fatica quando la soglia superiore di carico si riduce, in quanto, così operando, si sfrutta la maggior duttilità del materiale che si verifica particolarmente nei calcestruzzi fibrorinforzati. I risultati sperimentali ottenuti recentemente da Plizzari, Comai e Turrina [16] sugli stessi calcestruzzi con prove di tipo Wedge Splitting [17], mostrano che quando $P_{sup} \leq 0.65 \cdot P_{max}$, si verifica

un notevole incremento di N_{max} nel calcestruzzo con fibre di acciaio.

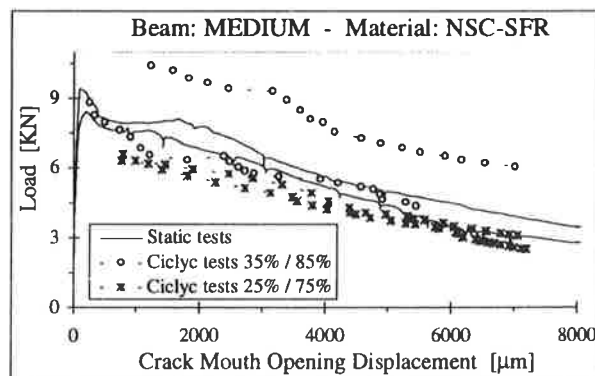


Figura 7 - Confronto tra le curve involuppo carico - CMOD e le curve delle prove statiche sulle travi medie di calcestruzzo ordinario con fibre di acciaio.

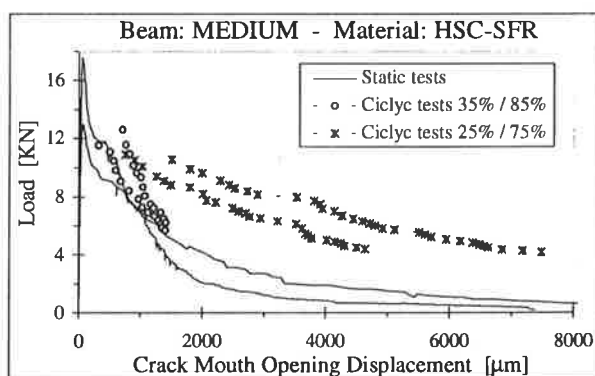


Figura 8 - Confronto tra le curve involuppo carico - CMOD e le curve delle prove statiche sulle travi medie di calcestruzzo ad alta resistenza con fibre di acciaio.

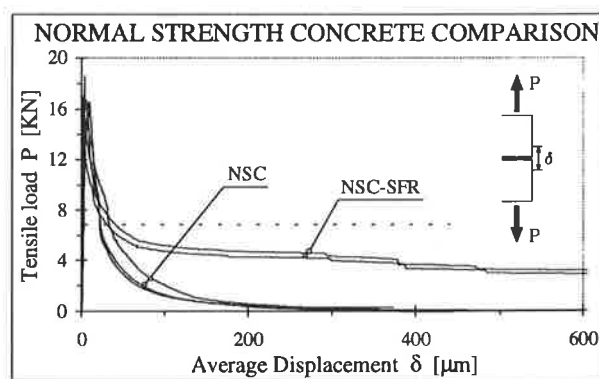


Figura 9 - Confronto tra le curve del carico in funzione dell'apertura di fessura ottenute dalle prove statiche sui cilindri di calcestruzzo ordinario con e senza fibre di acciaio.

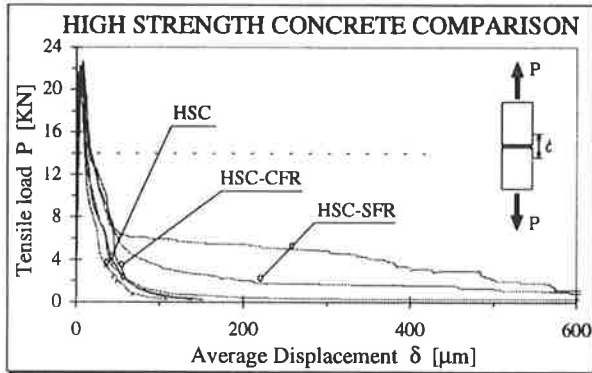


Figura 10 - Confronto tra le curve del carico in funzione dell'apertura di fessura ottenute dalle prove statiche sui cilindri di calcestruzzo ad alta resistenza.

La Tabella 7 riassume il numero di cicli interni N_{max} ottenuti per le tre dimensioni di trave con i cinque calcestruzzi. Per le due travi *LARGE* di HSC-CFR sono stati riportati in tabella i due singoli risultati, in quanto troppo difforni fra loro per poter essere rappresentati con una media aritmetica. La Tabella 8, relativa alle prove sulle travi medie, mostra chiaramente la tendenza alla diminuzione di N_{max} con l'aumentare delle soglie di carico.

N_{max}	SMALL	MEDIUM	LARGE
NSC	2580	1567	834
NSC-SFR	1985	1464	772
HSC	946	2857	5934
HSC-SFR	688	1021	11827
HSC-CFR	8386	1325	756 & 59162

Tabella 7: Numero di cicli interni ottenuti applicando alle travi un carico variabile tra il 25 ed il 75% di P_{max} .

N _{max} OF MEDIUM BEAMS		
MATERIAL	35% / 85%	25% / 75%
NSC	76	1567
NSC-SFR	136	1464
HSC	28	2857
HSC-SFR	251	1021
HSC-CFR	30	1325

Tabella 8 - Numero di cicli interni ottenuti applicando alle travi medie un carico variabile tra il 25% e il 75% e tra il 35% ed l'85% di P_{max} .

Per chiarezza di esposizione, i risultati relativi alle prove sui calcestruzzi senza fibre e con fibre di acciaio, riportati in Tabella 7, sono diagrammati in funzione dell'altezza della trave in Fig. 11 per il calcestruzzo ordinario, ed in Fig. 12 per il calcestruzzo ad alta resistenza. Dalla Fig. 11 si può notare che, in travi di

calcestruzzo ordinario, N_{max} diminuisce all'aumentare della dimensione del provino. Viceversa, nella Fig. 12 si osserva un incremento di N_{max} all'aumentare delle dimensioni della trave di calcestruzzo ad alta resistenza. Nonostante la generale ininfluenza delle fibre sulla resistenza a fatica dei provini, appare interessante segnalare l'incremento di N_{max} , sia pur modesto, denunciato dai provini *LARGE* di calcestruzzo ad alta resistenza.

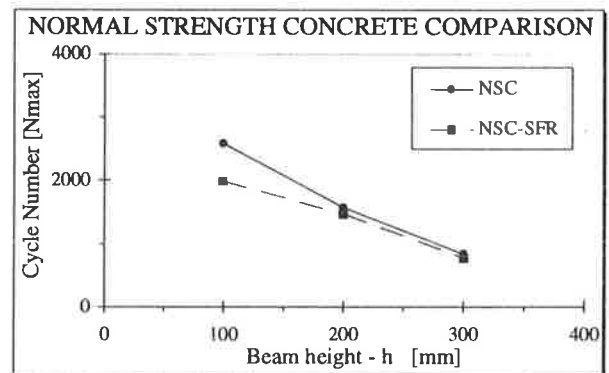


Figura 11 - Diagramma del numero di cicli interni N_{max} in funzione dell'altezza della trave per i calcestruzzi di normale resistenza con e senza fibre di acciaio.

La minor resistenza a fatica che si osserva all'aumentare delle dimensioni del provino non sorprende se si pensa al comportamento più fragile dei provini grandi rispetto ai provini piccoli, come si può notare dai diagrammi sperimentali mostrati in Fig. 13 relativamente alle travi di calcestruzzo ordinario. Il risultato sorprendente è rappresentato dall'aumento del numero massimo di cicli all'aumentare delle dimensioni della travi di calcestruzzo ad alta resistenza. Anche questi elementi, infatti, mostrano un comportamento più fragile all'aumentare delle loro dimensioni (Fig. 14). Il fenomeno può essere spiegato pensando che, nelle travi di calcestruzzo ad alta resistenza, il danneggiamento (incremento di CMOD) che si verifica per ogni ciclo di carico si riduce all'aumentare delle dimensioni del provino. Questo comportamento può essere giustificato dalla minor estensione della zona di processo nel calcestruzzo HSC, e dalla riduzione della sua dimensione relativa (all'altezza della trave) all'aumentare delle dimensioni del provino. Ciò confermerebbe, una volta di più, il fatto che il danneggiamento provocato dai carichi ciclici si verifica quasi esclusivamente nella FPZ. Occorre inoltre osservare che l'aderenza fibra - matrice è migliore nel calcestruzzo ad alta resistenza, essendo presente meno calce di idrolisi all'interfaccia ed essendo la matrice compattata dalla *silica fume*.

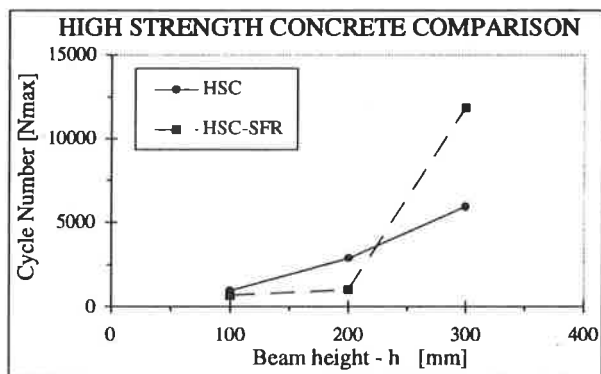


Figura 12 - Diagramma del numero di cicli interni N_{max} in funzione dell'altezza della trave per i calcestruzzi ad alta resistenza con e senza fibre di acciaio.

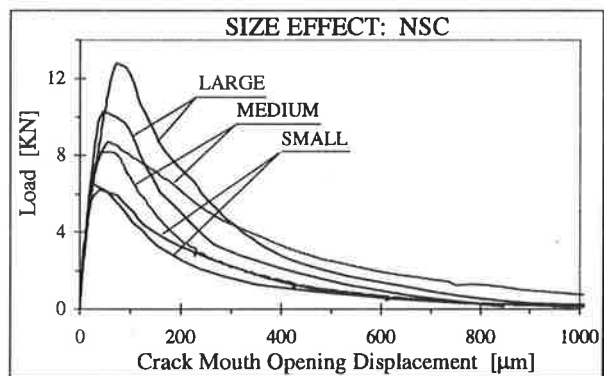


Figura 13 - Diagramma del carico in funzione della CMOD per travi in calcestruzzo ordinario senza fibre.

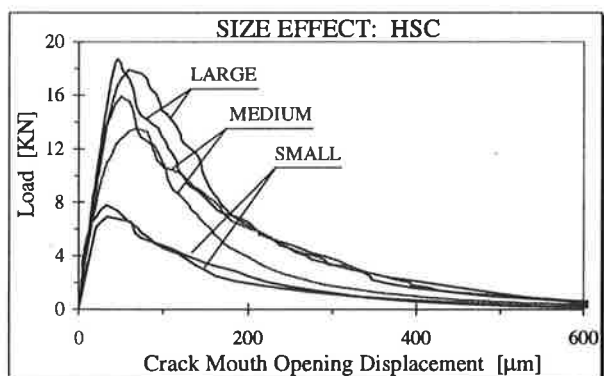


Figura 14 - Diagramma del carico in funzione della CMOD per travi in calcestruzzo ad alta resistenza senza fibre.

La Figura 15 mostra i diagrammi dell'apertura di fessura w_{max} , misurata in corrispondenza di P_{sup} , in funzione del numero di cicli rilevati sui provini di calcestruzzo di normale resistenza, per le diverse dimensioni e le diverse soglie di carico. Da queste

curve, spesso note come *cyclic creep curves*, si può notare un aumento di pendenza ed una riduzione della vita a fatica passando dalle travi *SMALL*, alle *MEDIUM* e alle *LARGE* (a parità di soglie di carico). Tale fenomeno si accentua cambiando, a parità di dimensione, le soglie di carico dal 25+75%, al 35+85% ed al 10+85% di P_{max} . Si noti l'andamento rettilineo che descrive la fase centrale di tutte le *cyclic creep curves*. I risultati ottenuti confermano comunque la stretta relazione tra N_{max} e la pendenza del tratto lineare delle *cyclic creep curves*: in genere, ad una pendenza più bassa corrisponde una maggiore resistenza a fatica.

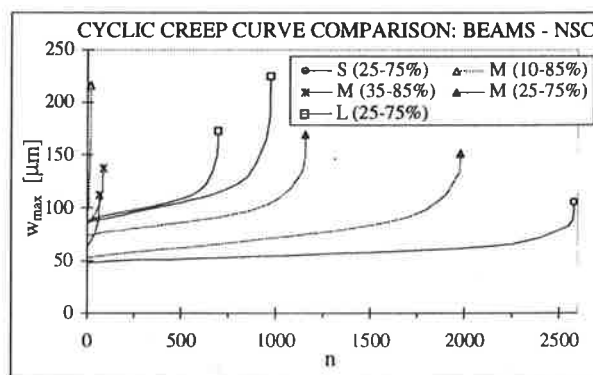


Figura 15 - Diagramma dell'apertura di fessura w_{max} in funzione del numero di cicli "n" per le travi in calcestruzzo ordinario.

6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato affrontato il problema del comportamento di calcestruzzi ordinari con e senza fibre di acciaio, e di calcestruzzi ad alta resistenza senza fibre e con fibre di acciaio e di carbonio, sottoposti a carichi ciclici. A tale scopo è stata condotta un'indagine sperimentale con prove di flessione su travi con quattro punti di carico. Le prove cicliche sono state effettuate sul materiale precedentemente fessurato, in modo da verificare il comportamento del materiale in presenza della zona di processo.

I principali risultati sperimentali ottenuti sono riassunti nel seguito.

Durante l'effettuazione dei cicli interni si verifica un progressivo danneggiamento della struttura, evidenziato dall'emissione acustica cumulativa registrata durante l'esecuzione delle prove. Tale fenomeno è attribuibile al fatto che, in alcuni punti della zona di processo, i cicli sul materiale riguardano già la fase discendente sulla curva involuppo.

Nei calcestruzzi senza fibre il collasso del provino è avvenuto quando l'apertura di fessura ha raggiunto la curva involuppo del materiale che è risultata quasi sovrapponibile a quella determinata con le prove

statiche. Nei calcestruzzi con fibre di acciaio, la curva involucro della prova ciclica tende ad allontanarsi dalla curva statica, soprattutto nel caso di calcestruzzo ad alta resistenza e soglie di carico tra il 25% ed il 75% del carico massimo, mettendo in evidenza il benefico effetto delle fibre di acciaio, sia pur utilizzate con basso dosaggio. Proprio in questi calcestruzzi, l'impiego delle fibre, con l'incremento di duttilità che esse comportano, rendono il materiale un calcestruzzo ad alte prestazioni. Questo aspetto risulta non trascurabile se si pensa che il costo delle fibre è ancora tale da limitarne l'impiego a piccoli dosaggi; se da un lato piccoli quantitativi di fibre non migliorano sensibilmente la resistenza meccanica, dall'altro sono in grado di aumentare sensibilmente la duttilità e quindi la resistenza a fatica del materiale.

La percentuale (0.39% in volume) ed il tipo di fibre poliacrilonitriliche adottate nel calcestruzzo ad alta resistenza, non hanno conferito al materiale una significativa duttilità, avendo fornito curve statiche poco discoste da quelle del calcestruzzo ad alta resistenza senza fibre.

Occorre comunque osservare che i risultati ottenuti, relativi ad un numero limitato di provini, pur consentendo di delineare alcune tendenze andranno confermati da un più ampio numero di prove, in modo da tenere conto della normale dispersione insita nella sperimentazione con carichi ciclici.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Carpinteri - 1989, "Size Effects Strength, Toughness, and Ductility", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 115, pp. 1375-1392.
- [2] Z.P. Bazant - 1992, *Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Elsevier, Breckenridge, CO.
- [3] F.H. Wittmann - 1995, *Proceedings of the Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Aedificatio, Zurich.
- [4] H.A.W. Cornelissen - 1986, "State of the Art Report on Fatigue of Plain Concrete", *Stevin Report 5-86-3*, Delft University of Technology, 62 pp., v. anche Chapter 3 "Fatigue Performance of Concrete", *CEB Bulletin* N° 188, 1988.
- [5] P.C. Paris e F. Erdogan - 1963, "A critical analysis of crack propagation laws", *J. of Basic Engineering*, Trans. ASME, Series D 85, pp. 528-534.
- [6] V. Slowik, G.A. Plizzari e V.E. Saouma - 1996, "Fracture of Concrete under Variable Amplitude Loading", *ACI Materials Journal*, 93(3), pp.272-283.
- [7] Z.P. Bazant e K. Xu - 1991, "Size effect in fatigue fracture of concrete", *ACI Materials Journal*, 88(4), pp. 390-399.
- [8] Z.P. Bazant - 1984, "Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal", *ASCE Journal Engineering Mech.*, 110(4), pp. 518-535.
- [9] K. Gylltoft - 1983, "Fracture mechanics models for fatigue in concrete structures", Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, 210 pp.
- [10] H.W. Reinhardt, H.A.W. Cornelissen e D.A. Hordijk - 1986, "Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete", *ASCE Journal of Structural Division*, Vol. 112, pp. 2462-2477.
- [11] D.Z. Yankelevsky e H.W. Reinhardt - 1989, "Uniaxial Behaviour of Concrete in Cyclic Tension", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 115(1), pp. 166-182.
- [12] D.A. Hordijk - 1991, "Local approach to Fatigue of Concrete", *Doctoral Thesis*, Delft University of Technology.
- [13] G.A. Plizzari, S. Cangiano e S. Alloruzzo - 1997, "The Fatigue Behaviour of Cracked Concrete", *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, in corso di pubb.
- [14] A. Di Tommaso, G. Mantegazza e A.M. Penna - 1991, "Ottimizzazione della tenacità di compositi cementizi carbo-fibrosi", *AICAP '91*, SPOLETO.
- [15] G.A. Plizzari, S. Cangiano e N. Cere - 1996, "Studio sperimentale sul comportamento fessurativo di calcestruzzi ad alta resistenza e fibrorinforzati sottoposti a carichi ciclici", Univ. di Brescia, Dip. di Ingegneria Civile, *Technical Report N. 5.6*.
- [16] G.A. Plizzari, V. Comai e C. Turrina - 1996, "Sul comportamento fessurativo di calcestruzzi ordinari, ad alta resistenza e fibrorinforzati sottoposti a carichi ciclici: indagine sperimentale di confronto", Univ. di Brescia, Dip. di Ingegneria Civile, *Technical Report N. 5.7*.
- [17] E. Bruhwiler e F.H. Wittmann - 1990, "Wedge-Splitting Test: A Method of performing stable Fracture Mechanics Tests", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, pp. 117-126.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata effettuata grazie ad una collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Brescia ed il CTG Italcementi Group di Bergamo. Un ringraziamento particolare è rivolto al Dott. Luigi Cassar ed all'Ing. Paolo Ursella del CTG per aver favorito questa collaborazione. La ricerca è stata parzialmente finanziata con i fondi del progetto nazionale del Consiglio Nazionale delle Ricerche "Materiali speciali per le costruzioni".

RIPRISTINO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO, MEDIANTE L'USO DI INIBITORI DI CORROSIONE

Enzo Siviero

Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni - Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Vincenzo Maniscalco

Tecnologo del calcestruzzo e libero professionista

Fabio Tesser

Laureato presso l'Istituto Universitario di Architettura di Venezia

SOMMARIO

Obiettivo del presente lavoro è valutare, tramite indagine sperimentale, l'influenza degli Inibitori di corrosione migratori MCI®, presenti o meno nelle malte da ripristino strutturale e nel calcestruzzo, nel fenomeno elettrochimico della corrosione delle barre d'armatura.

Si è voluto simulare un ripristino dell'intradosso di travi in calcestruzzo contenente cloruri, e valutare meccanicamente sia il grado di protezione offerta dall'inibitore di corrosione, che l'adesione al supporto delle malte, sottoponendo la struttura a fenomeni flessionali.

SUMMARY

This work estimates the presence of the migrating corrosion inhibitors MCI®, in the mortars in structural repair and in the concrete, in the electrochemical corrosion of the rebars.

A repairing of degraded concrete beams intrados has been reproduced. The degree of the protection offered by MCI® and the bond tie to concrete have been estimated mechanically subjecting the beams to bending stresses.

1. INTRODUZIONE

L'affidabilità nel tempo o la durabilità dei calcestruzzi e delle opere in c.a. è la sfida della tecnologia degli anni "90", specialmente, in un paese come il nostro, nel quale, la scarsa abitudine alla manutenzione preventiva, ha determinato il degrado delle strutture; particolarmente evidente nel caso delle grandi opere pubbliche di rilevante importanza economica e sociale.[1]

La diretta conseguenza del verificarsi dei fenomeni di degrado del calcestruzzo, è rappresentata dalla corrosione delle armature; la loro difesa dovrebbe essere realizzata per via preventiva; infatti, quando il fenomeno corrosivo è innescato, è molto difficile contrastarlo perché ciò comporta mutare le condizioni dell'ambiente che lo ha determinato, cioè intervenire sulla struttura finita. [2]

Allo scopo di prevenire o ridurre la corrosione sull'acciaio d'armatura, è possibile oggi intervenire nelle strutture in c.a. e c.a.p. con tecnologie a base di Inibitori di Corrosione Migratori MCI®.[3]

Gli inibitori utilizzati negli interventi di ripristino, possono essere aggiunti alle malte o ai calcestruzzi da utilizzare, oppure possono essere fatti penetrare nel calcestruzzo dalla superficie esterna della struttura e fatti pervenire alle armature. Le molecole di tali sostanze, migrano, allo stato di vapore, condizionando la circostante atmosfera con vapore protettivo, in punti e cavità anche minuscole, condensando sulle superfici metalliche, formando un film protettivo monomolecolare; tale strato si auto-compensa e si auto-rifornisce, condensando altro vapore molecolare [4] Il carattere organico di queste molecole, inoltre, fa sì che la protezione sia insolubile e quindi difficile da dilavare, anche quando il calcestruzzo presenta una elevata porosità. [5] Caratteristica che differenzia questa nuova generazione di inibitori di corrosione da quelli inorganici (nitriti, fosfati ecc.).

Grazie alla proprietà migratoria, queste sostanze, accanto alla economicità della loro applicazione, sono impiegabili (con opportuna formulazione), in molti casi di ripristino di strutture in calcestruzzo armato degradato da fenomeni corrosivi, e in manufatti nuovi.

2. OBIETTIVI DELLA SPERIMENTAZIONE

La sperimentazione esistente sugli inibitori di corrosione, [10] ha mirato esclusivamente a verificarne le velocità o le potenzialità nei fenomeni corrosionistici, mettendo in evidenza:

1. come in realtà avvenga la migrazione delle molecole MCI, attraverso le porosità del calcestruzzo, dalla superficie esterna, fino alle barre di armatura;
2. la reale capacità (dimostrate con metodologie differenti), di rallentare i fenomeni corrosivi riducendo la corrente di corrosione (evidenziatasi in tutti i prodotti MCI® applicati);
3. l'inalterabilità delle caratteristiche del calcestruzzo fresco e indurito qualora vengano adoperati nell'impasto gli inibitori di corrosione.

Con questo lavoro si è cercato di valutare i fenomeni corrosivi, ed anticorrosivi MCI®, mediante prove di carattere meccanico e non più elettrico, questo per ripristini strutturali in presenza di cloruri.

Si sono così confezionati dei provini che propongono diversi casi di ripristino di calcestruzzo degradato dall'azione dei cloruri, con malte di restauro contenenti MCI® (nell'ambito dei sistemi VHRDS).

Attraverso le prove di flessione fatte sugli stessi provini, si sono voluti mettere in luce le qualità richieste nelle operazioni di restauro [6-7-8]:

- l'adesione al supporto delle malte di restauro;
- l'efficacia degli inibitori espressa in termini di capacità, migratoria e di protezione offerta, confrontata con le ristrutturazioni eseguite senza inibitori.

Le barre d'armatura impiegate nelle prove, non hanno subito nessun trattamento di pulitura o sabbatura, e si presentavano parzialmente ossidate.

Questo per poter ripetere le condizioni esistenti in cantiere.

La sperimentazione ha avuto quindi come obiettivo di visualizzare, ed esprimere attraverso valori meccanici, l'effetto degli inibitori di corrosione impiegati [9]

I provini sono stati confezionati, quindi, in modo da riproporre in termini sperimentali, un'ipotesi di ripristino strutturale di calcestruzzi in presenza di quantità massive di cloruri, oppure fatti pervenire dall'esterno per suzione capillare, ipotizzando ristrutturazioni mediante tutte le tecnologie applicative dei MCI-VHRDS.

Sarà successivamente indicato :

- il mix design del calcestruzzo usato e della malta di restauro;
- i tempi e i metodi di confezionamento dei provini;
- i tempi e i metodi di maturazione dei provini;
- le modalità di prova e i risultati.

Questi inibitori di corrosione, facenti parte dei VHRDS Very high Durability Repair Systems, e che si basano sulla tecnologia MCI Migrating Corrosion Inhibitors e su prodotti di ripristino compatibili, per le loro proprietà migratorie, sono già oggetto di raccomandazione da parte del National Research Council nello Strategic Highway Research Program (Washington 1993). [11]

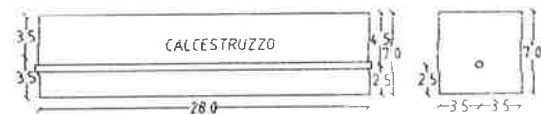
3. PROGRAMMA DELLE PROVE

Il programma di prove si è svolto in 4 fasi, cambiando, in ognuna di esse, tecnologia e metodo di applicazione dei MCI, in modo da cercare di ottenere risultati significativi in tempi relativamente brevi, ed in relazione a questo dare elementi utili, per metodi di intervento nel ripristino.

Schematizzazione dei provini.



PROVINO TIPO A
CLS + 1% DI CLORURI
MALTA DI RESTAURO CON SENZA MCI



PROVINO TIPO B
CLS + 1% DI CLORURI

3.1 Il calcestruzzo: mix design

I provini della prima fase, (di orientamento), sono stati confezionati per ottimizzare il calcestruzzo di supporto, contenente 1% di Cl^- e impostare la metodologia applicativa delle malte di restauro (BS 38 Bicomponente), con e senza MCI. Per accelerare sia i fenomeni corrosivi, che la migrazione dell'inibitore di corrosione, è stato

confezionato un calcestruzzo avente un rapporto a/c 0,6 per poter garantire una porosità continua[7] Per la prima fase di prova, è stato adottato un dosaggio effettivo di cemento di 330 Kg/m^3 . La curva granulometrica adottata, è stata calcolata secondo Maniscalco-Bolomey con esponente 0,50, per un ϕ massimo di 8 mm. E' stato adottato un diametro massimo dell'inerte di 8 mm, in relazione alle dimensioni dei provini a flessione (lato 7 cm), in modo da rendere ininfluenza il diametro massimo dell'aggregato grosso sulla metodologia di prova, e limitare la segregazione, non verificatasi, neanche in questo impasto preliminare[8].

Il mix design del calcestruzzo per mc, è stato il seguente:

• Cemento	330 Kg/m^3
• Inerte 4/8 mm	935 Kg/m^3
• Inerte 1/3 mm	255 Kg/m^3
• Inerte 0/1 mm	510 Kg/m^3
• Acqua	198 Kg/m^3 (A/C 0,6)
• NaCl	40 Kg/m^3 (pari 1% di Cl^- nel cls)
• Peso totale	2269 Kg/m^3

L'impasto era lavorabile, ma ha evidenziato una sensibile formazione di acqua di essudamento, questo poteva compromettere la concentrazione prefissata dello ione cloro (1% sul peso del calcestruzzo).

Si è così modificata la curva granulometrica con l'utilizzazione di finissimo (0-0,5 mm), è aumentato il dosaggio di cemento a 400 Kg/m^3 , in modo da non penalizzare le resistenze meccaniche del calcestruzzo, e rendere significative le successive prove di flessione poiché si è cercato di ottenere una capillarità diffusa ed omogenea, non ottenibile se presenti fenomeni di bleeding, il tutto mantenendo sempre costante il rapporto a/c 0,6.

Il calcestruzzo è stato additivato con NaCl pari a 1% Cl^- , si è presentato omogeneo, non segregabile ed esente da acqua di essudamento.

Con il mix design di seguito indicato, sono stati confezionati i calcestruzzi per le serie 2-3-4:

• Cemento	400 Kg/m^3
• Inerte 4/8 mm	890 Kg/m^3
• Inerte 1/3 mm	210 Kg/m^3
• Inerte 0/1 mm	465 Kg/m^3
• Filler	45 Kg/m^3
• Acqua	240 Kg/m^3 (A/C 0,6)
• NaCl	40 Kg/m^3 (pari 1% di Cl^- nel cls)
• Peso totale	2290 Kg/m^3

3.2 Prima serie

Sono stati confezionati nella prima serie:

- 3 provini del tipo B per la prova a flessione;
- 6 provini del tipo A e contemporaneamente (fresco su fresco), completati con malta di restauro MICRO-BETON BS 38 senza MCI, per la prova a flessione;
- 6 provini del tipo A e contemporaneamente (fresco su fresco), completati con malta di restauro MICRO-BETON BS 38 con MCI, per la prova a flessione;

Il calcestruzzo, ha denunciato una sensibile quantità di acqua di essudamento per cui per le prove successive, è stato modificato il mix design.

3.3 Seconda serie

Sono stati confezionati i provini della seconda serie, con il nuovo mix del calcestruzzo:

- 6 provini del tipo A, completati con malta di restauro MICROBETON BS 38 senza MCI a 24 ore dal getto del calcestruzzo, per la prova a flessione;
- 5 provini del tipo A, completati con malta di restauro MICROBETON BS 38 con MCI a 24 ore dal getto del calcestruzzo, per la prova a flessione;

3.4 Terza serie

- Sono stati confezionati i seguenti provini con calcestruzzo additivato con MCI 2000 ($2\text{L} / \text{m}^3$);
- 5 provini del tipo B per la prova a flessione;
- 5 provini del tipo B, con calcestruzzo additivato con MCI 2000 ($2\text{L} / \text{m}^3$) per la prova a flessione;

3.5 Quarta serie

In questo caso, nell'impasto del calcestruzzo, non è stato previsto l'introduzione di NaCl (saranno infatti fatti pervenire dall'esterno ioni Cl^- mediante una maturazione dei provini in acqua salina), perchè non avendo eseguito prove preliminari ove fosse stata verificata la validità dell'impostazione delle prove precedenti, si è pensato di liberare le porosità, sia per l'inibitore di corrosione, che per i cloruri.

Si sono quindi confezionati:

- 6 provini tipo A completati con malta di restauro BS 37 con MCI 2001 per la prova a flessione;
- 6 provini tipo A completati con malta di restauro BS 37 senza MCI 2001 per la prova a flessione;

Dopo una settimana di maturazione in ambiente umido, i provini sono stati messi in un contenitore e posti sottovuoto, in presenza di CaO, per una essiccazione a temperatura ambiente, in modo da svuotare le porosità. Successivamente i provini sono stati completati con malta di restauro BS 37 con e senza MCI, dopo aver

sabbiato le superfici di contatto per allontanare il film di CaCO_3 dovuto a carbonatazione superficiale.

Dopo una maturazione di 10 giorni, sono stati posti in contatto con acqua salina al 3,3% di NaCl (acqua di mare).

4. MATURAZIONE DEI PROVINI

Per la maturazione dei provini, si sono scelti dei cicli di una settimana in atmosfera e temperatura ambiente alternati ad una settimana in atmosfera con U.R. 90% per un mese, successivamente sono stati posti all'ambiente esterno affinché si trovassero nelle stesse condizioni di maturazione delle strutture reali.

5. LE PROVE DI FLESSIONE

Le prove di flessione sono state eseguite con una presa a deformazione controllata con una velocità di $10 \mu\text{/sec}$, il provino è stato collocato con una distanza tra gli appoggi di 21 cm, i coltelli di carico, sono stati posti ad $1/3$ ed a $2/3$ di tale distanza, il comparatore è stato posizionato nella mezzeria del provino, in modo da ipotizzare di avere una trave isostatica, con i carichi applicati simmetricamente. (fig. 2)[12]

Le prove a flessione eseguite partono da una modifica alla Rilem AAC7.1 "Corrosion protection of steel in concrete".

Questa normativa testa lo stato di conservazione di una barra d'armatura contenuta al centro di un provino di calcestruzzo di 4×4 cm di sezione e 16 cm di lunghezza, dopo un ciclo di maturazione che prevede l'esposizione del provino a temperature e ad umidità relative particolari, senza che il provino venga sollecitato.

Nel nostro caso, il provino è di 7×7 cm di sezione, e 28 cm di lunghezza, con una barra d'armatura $\phi 6$, posta centralmente, a 2,5 cm dalla base.

I provini sono stati confezionati, ipotizzando un ripristino di un calcestruzzo, quindi risultano formati, per i primi 3,5 cm da un supporto in calcestruzzo contenente 1% di cloruri, escluso la quarta fase dove gli ioni cloruro sono stati fatti pervenire dall'esterno.

Per i restanti 3,5 cm, esclusa la terza fase dove l'MCI 2000 è stato messo nell'impasto e quindi il provino è interamente confezionato con il calcestruzzo di base, sono stati completati con malte di restauro appositamente formulate con e senza MCI.

Questo particolare confezionamento dei provini, ci ha permesso di testare tutte le tecnologie di intervento in cui gli inibitori possono essere applicati: nelle malte di restauro (MCI 2001) e nell'additivazione nei calcestruzzi (MCI 2000).

Quindi, con le prove a flessione, da un lato si è voluto visualizzare lo stato di conservazione delle barre d'armatura, in riferimento alla corrosione, dall'altro, confrontare il comportamento meccaniche tra :

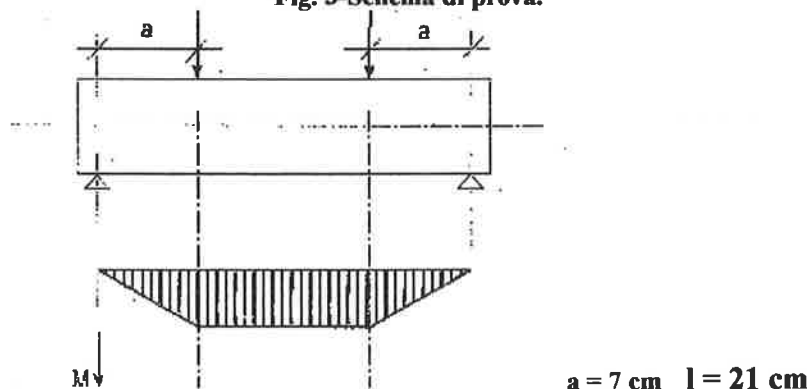
- i provini con malta di restauro senza MCI,
- i provini con malta di restauro con MCI,
- i provini con MCI contenuto nell'impasto del calcestruzzo,

In un caso in cui l'inibitore è stato usato nella malta di restauro si è avuta una rottura accidentale e si è potuta stabilire anche la velocità di migrazione degli inibitori, dalla malta di restauro sino alle barre d'armatura che è stata di $7,8 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$.

Con i risultati delle prove a flessione, si è potuto in un certo senso **confermare** i dati sullo stato di conservazione delle barre d'armatura, valutando gli effetti indiretti della corrosione: **viene visualizzata l'influenza della corrosione legata ai fenomeni di aderenza tra il calcestruzzo e l'acciaio.** [2]

E' chiaro che nelle barre d'armatura dove i fenomeni corrosivi raggiungono la delaminazione della barra, non si ha più aderenza tra acciaio e calcestruzzo, quindi viene a mancare il presupposto fondamentale per cui il calcestruzzo e l'acciaio siano associati.

Fig. 3-Schema di prova.



Come si vede nei diagrammi di seguito riportati, in tutti i provini di tutte le serie in cui è stato introdotto

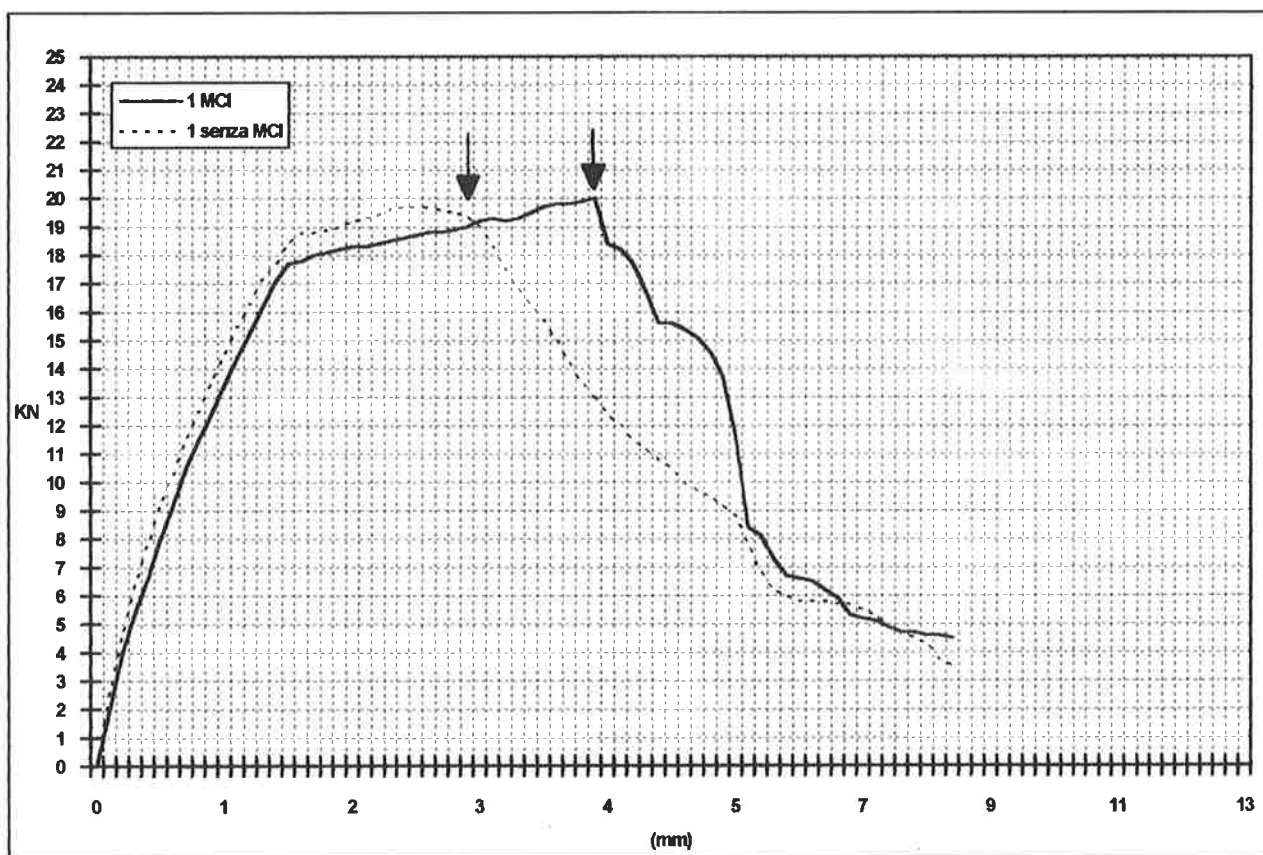
l'inibitore è chiaramente **aumentato il valore del carico applicabile e della deformazione relativa**, grazie

alla conservazione dell'aderenza nelle barre, rispetto ai provini dove l' inibitore non era presente in nessuna tecnologia applicativa, e quindi le barre in presenza di una concentrazione così elevata di ioni cloro contenuta nel calcestruzzo o fatta pervenire dall'esterno (IV fase), hanno potuto subire il loro normale processo corrosivo, e diminuire la aderenza tra acciaio e calcestruzzo e di conseguenza la resistenza a flessione dei provini.

6. RISULTATI OTTENUTI

Di seguito sono riportati alcuni diagrammi carico-freccia delle prove a flessione riuniti per ciascuna serie, così da rendere possibile un confronto dei diagrammi stessi; il resto delle prove circa 60, di cui omettiamo i diagrammi, hanno comunque confermato l'andamento.

Fig. 2-Diagrammi carico-freccia relativi ai provini della prima serie



I provini della prima serie, sia per l'impasto del calcestruzzo di supporto, che per le modalità di confezionamento (malta di restauro BS 38 data *fresco su fresco* sul calcestruzzo di supporto), è stata una fase di prova. I diagrammi non evidenziano, quindi, sostanziali differenze di comportamento per quanto riguarda il carico ultimo applicato, non è così invece per la relativa capacità deformativa.

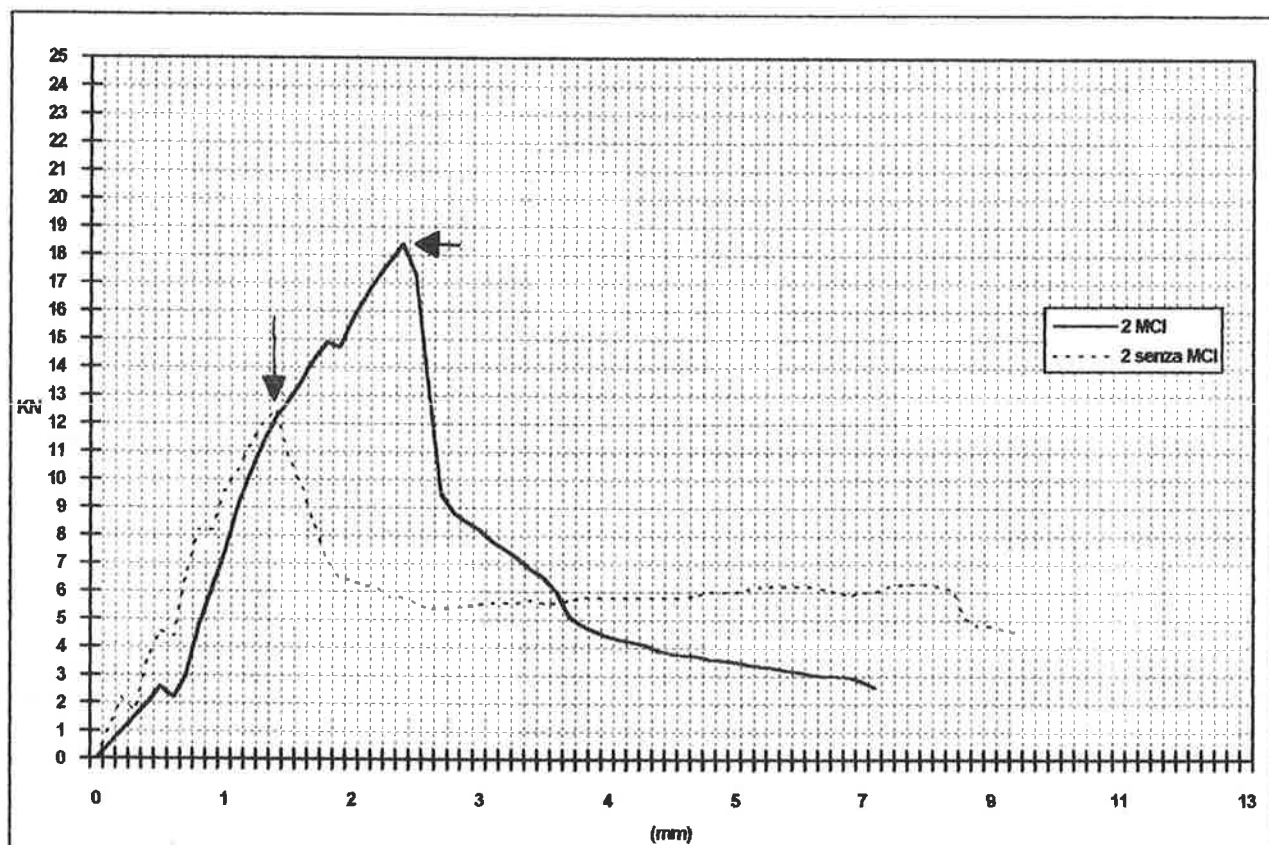
La barra del provino con malta di restauro BS 38 senza MCI, ha iniziato lo sfilamento in corrispondenza di una freccia (in mezzzeria) di mm 2,9 (circa), precludendo all'acciaio un'ulteriore deformazione.

Non è stato così invece per il provino con malta di restauro BS 38 con MCI, dove l'aderenza della barra al

calcestruzzo, ha permesso una deformazione maggiore dell'acciaio in corrispondenza della fessurazione, fino a che non si è pervenuti alla rottura del provino, nel grafico freccia rossa, lato calcestruzzo, per eccesso di deformazione.

Nella fig. è visibile il diverso stato di ossidazione delle barre dei due provini oggetto di prova.

Appare chiaro che, l'ossido di corrosione nella barra del provino confezionato con malta di restauro BS 38 senza MCI, diminuendo l'aderenza tra calcestruzzo e acciaio, ha compromesso la capacità deformativa del provino stesso.

Fig. 3 -Particolare dello stato di ossidazione delle barre.**Fig. 4- Diagrammi carico-freccia relativi ai provini della seconda serie**

Nella seconda serie di provini, il comportamento tipico dei provini confezionati con malta di restauro (BS 38 senza MCI), ha denunciato la rottura in corrispondenza di un carico relativamente basso. Dalla modalità di rottura (vedi fig. 5), si vede che dopo l'apertura delle fessure nel calcestruzzo di supporto e nella malta di restauro lo sfilamento della barra, freccia nel grafico, (anticipato dalla presenza dell'ossido di corrosione), ha aumentato la dimensione delle fessure, senza che si pervenga alla deformazione dell'acciaio per il superamento del limite di snervamento, rompendo il provino.

Il provino contenente MCI nella malta di restauro BS 38, ha anch'esso registrato lo sfilamento della barra, nel grafico freccia rossa, **ma in corrispondenza di carichi e relative deformazioni, notevolmente superiori.**

I provini della terza serie sono confezionati con l'inibitore (MCI 2000), contenuto direttamente nel calcestruzzo, il provino risulta così più omogeneo rispetto alle serie precedenti.

La lettura dei diagrammi (fig. 6) è in questo caso semplificata, ed appare evidente il diverso comportamento meccanico dei provini contenenti MCI 2000 nell'impasto rispetto a quelli senza.

La foto di fig. 7 testimonia l'andamento dei diagrammi: la corrosione delle barre d'armatura dei provini dove non è presente l'MCI 2000, hanno compromesso l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, lo sfilamento che si è verificato (in corrispondenza di un carico di 15 KN, circa vedi frecce nere sul grafico), ha portato a rottura il provino senza MCI 2000.

Il provino contenente l'inibitore, invece, ha mantenuto la sua integrità fino al collasso.

Fig. 5-Modalità di rottura del provino con malta di restauro BS 38 senza MCI



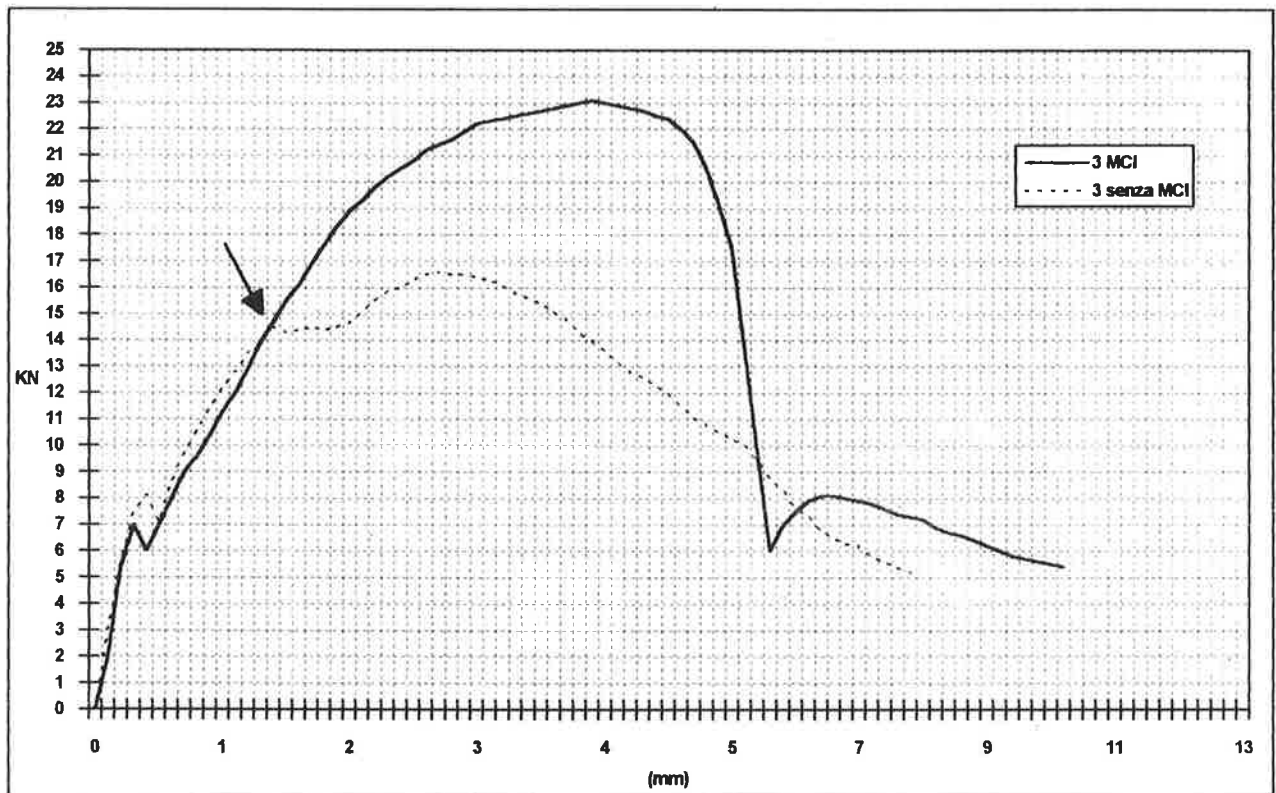
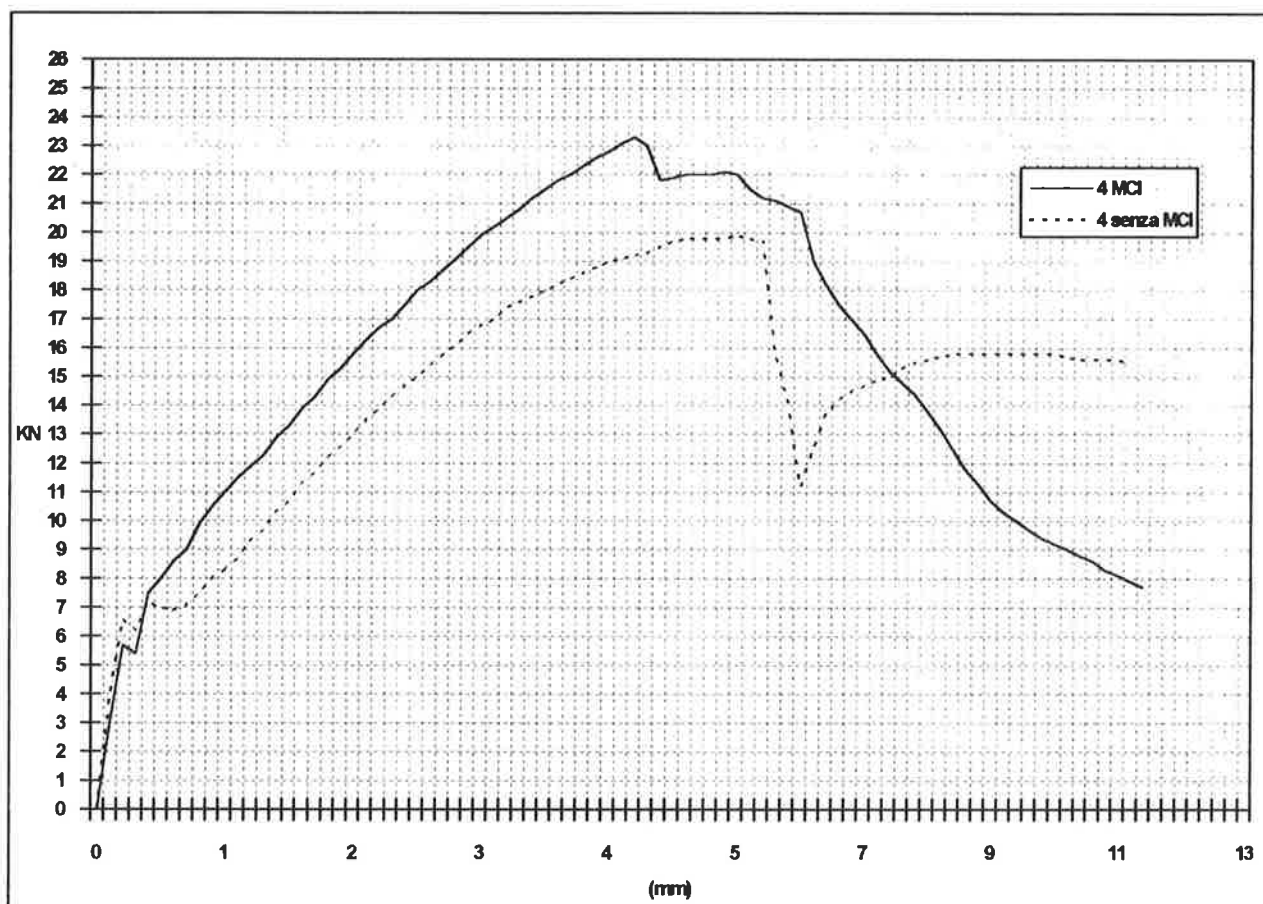
Fig. 6-Diagrammi carico-freccia relativi ai provini della terza serie**Fig. 7-Particolare dello stato di ossidazione delle barre**

Fig. 8-Diagrammi carico-freccia relativi ai provini della quarta serie



Nei provini della quarta serie, la lettura dei diagrammi (fig. 8), conferma l'andamento dei provini delle fasi precedenti: il provino con malta di restauro BS 37 con l'aggiunta di MCI 2001, è pervenuto a rottura con un carico e una capacità deformativa maggiore rispetto a quello confezionato con malta di restauro BS 37 senza MCI. I diagrammi delle prove confermano le ipotesi di partenza facendo chiaramente vedere come gli effetti

della corrosione nelle barre d'armatura limitano l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo a tal punto che gli sfilamenti mutui tra acciaio e calcestruzzo nei provini, non contenenti gli inibitori di corrosione, riducono drasticamente la capacità deformativa della struttura e il conseguente carico applicabile. Sono inoltre state eseguite misurazioni del potenziale elettrico nei provini confezionati; in tabella riportiamo i valori rilevati:

SERIE	SENZA		MCI	
	MV	MA	MV	MA
1	350	34.0	195	20.0
2	310	30.0	168	17.0
3	394	39.0	201	20.0

Dai risultati ottenuti, si evince quasi un dimezzamento del potenziale elettrochimico nei provini trattati con MCI®.

Dopo 300 giorni di maturazione, nonostante l'abnorme quantità di cloruri, nei provini dove è presente l'MCI si nota una evidente riduzione dello stato ossidativo dell'armatura, confermato dai diagrammi carico-freccia.

7. CONCLUSIONI

Il calcestruzzo armato, le sue composizioni e la sua durabilità, i fattori responsabili del suo degrado, la corrosione delle armature, sono stati trattati in questo lavoro

ed hanno costituito base conoscitiva per affrontare il tema degli Inibitori di Corrosione ed in particolare dei Migrating Corrosion Inhibitors.

Le prove di deformazione e rottura sotto sforzo di flessione, dimostrano, dal punto di vista meccanico, come l'aderenza tra calcestruzzo e armatura sia compromessa nei casi in cui i provini non contengono l'inibitore rag-

giungendo talvolta lo scollamento della barra dal calcestruzzo, per effetto dell'ossido di corrosione e invariata nei provini che lo contengono, pur avendo entrambi concentrazioni elevatissime di ione cloro.

Le prove di deformazione e di rottura sotto carico a flessione, hanno evidenziato risultati meccanici evidenti ed incontrovertibili tutti evidentemente a favore degli impasti contenenti MCI (valori di adesione all'acciaio del 50-60% superiori rispetto a quelli in assenza di MCI). Questo nonostante la presenza di elevatissime concentrazioni di ione cloro tali da consentire l'accelerazione dei fenomeni corrosivi. Il contenuto di ione cloro nei calcestruzzi utilizzati è stato del 6% rispetto al peso del cemento (15 volte superiore il limite massimo consentito dalla Norma Europea, quasi 2 volte superiore al 3,3% di ione cloro contenuto nell'acqua di mare).

Con la serie 4, dove si sono fatti pervenire i cloruri, per suzione capillare, è da ipotizzare in prossimità delle barre, una maggior concentrazione dello ione cloro rispetto alla concentrazione della soluzione salina.

Dai risultati ottenuti con la prova 3, si evince anche la possibilità di poter impiegare acque di impasto contenenti cloruri; questo quando si è nell'impossibilità di reperire acque esenti da questi sali, situazione molto frequente, nelle coste italiane, oppure presenti in determinate acque di acquedotto.

Si è anche potuta apprezzare l'alta adesione al supporto, unitamente ad una elevata capacità deformativa dimostrata dalle malte di restauro sottoposte a flessione, non avendo notato, nel corso delle prove, alcun fenomeno di scollamento delle fibre longitudinali, neppure nelle fasi prossime alla deformazione ultima.

Visto il notevole interesse dimostrato per questa nuova generazione di inibitori di corrosione organici, da parte di importanti enti addetti al ripristino strutturale di opere di elevato costo di restauro, nonché l'importanza dei risultati ottenuti nella sperimentazione, ne consegue uno stimolo per saggiare le qualità degli inibitori di corrosione MCI in sempre più numerose applicazioni, tenendo conto della validità tecnico-economica della loro applicazione soprattutto nell'ambito dei sistemi compiuti e compatibili.

E' risultato perciò molto interessante, all'atto delle sperimentazioni, verificare le prestazioni anche dei sistemi VHRS. I VHRS, contenenti le molecole MCI in sinergia con altri componenti, sono sistemi di riparazione che consentono, in un range di resistenze meccaniche a compressione da 30 a 70 MPa, valori di adesione al supporto $\geq 2,5$ MPa a trazione diretta secondo DIN 1048, moduli elastici modulabili per valori compresi tra 6000 MPa e 28000 MPa: ne derivano elevata energia di deformazione e durabilità.

La durabilità dei sistemi dipende naturalmente anche dalla non fessurabilità, dalla resistenza dei cicli di gelo-disgelo, dall'efficace barriera contro la penetrazione dell'anidride carbonica, dei sali e di altri aggressivi ambientali, pur mantenendo una valida traspirabilità al vapore acqueo: il tutto naturalmente unito alla grande ef-

ficacia degli inibitori MCI. E' interessante ancora riscontrare come la ricerca fisico-chimica e morfologica che avvengono sull'interfaccia acciaio-calcestruzzo abbia consentito lo sviluppo di trattamenti preventivi anticorrosivi sulle barre con evidenti positive sinergie sui valori meccanici, e come tali sviluppi possano aprire nuovi orizzonti per sempre più specializzati sistemi di intervento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pedferri P., «Linee guida per il ripristino e la protezione di strutture in c.a. danneggiate dalla corrosione», 7° convegno ATE: *La corrosione delle strutture in c.a., diagnosi, prevenzione e ripristino*. Politecnico di Milano, aprile 1994.
- [2] Siviero E., Cantoni R., Forin M., *Durabilità delle opere in calcestruzzo*, Franco Angeli, Milano 1995.
- [3] Rosignoli D., Gelner L., Bjegovic D., «Anticorrosion systems in the maintenance, repair and restoration of structures in reinforced concrete». *Corrosion in Natural and Industrial Environments: problem and solutions*, by the NACE International Italia Section, with Associazione Italiana di Metallurgia. International conference, Grado, maggio 1995.
- [4] Tesser F. *Ripristino di strutture in calcestruzzo armato, mediante l'uso di inibitori di corrosione*, Tesi di laurea I.U.A.V., Relatore Prof. E. Siviero, Corr. Maniscalco V.- Rosignoli D. Ottobre 1996.
- [5] Neville A.M. *Le proprietà del calcestruzzo*, Sansoni 1980.
- [6] Maniscalco V., *Cause del degrado delle strutture*, Produzione, controllo, durabilità del calcestruzzo, convegno Trento, nov. 1991.
- [7] Collepardi M., *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Hoepli, Milano, 1991.
- [8] Maniscalco V., Pereswiet-Soldan, *Durabilità del Calcestruzzo nel tempo* l'Edilizia, n 5, Maggio 1989.
- [9] AICAP 1993 *I compositi cementizi a ritiro compensato fibrorinforzati nel ripristino strutturale di elementi in calcestruzzo*. E. Siviero, S. Bottesini, R. Saccone.
- [10] AICAP 1993 *Inibitore di corrosione organico per il calcestruzzo armato* S. Biagini, G. S. Borrowski. D. Botteon.
- [11] Tecnochem, *Sistemi anticorrosione nella manutenzione, riparazione e ripristino di strutture in calcestruzzo*, Rapporto interno, Bergamo, 1993.
- [12] Macchi G., *Lezioni di tecnica delle costruzioni*, Ed. Clued, Milano 1995. Pg. 127-140.

VALUTAZIONE ACCELERATA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO: SPERIMENTAZIONI RECENTI

Enzo SIVIERO

Straordinario di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura - I.U.A.V.
VENEZIA

Marco PAOLINI

Ingegnere Civile
M.A.C. S.p.A.
TREVISO

Anna PANCIERA

Architetto Libero Professionista
TREVISO

SOMMARIO

In questa ricerca si è inteso proseguire una serie di studi, svolti in precedenza, sulla validità di un metodo di prova accelerato che consente di prevedere, entro poche ore dal getto, la resistenza a compressione del calcestruzzo a 28 giorni, prendendo in considerazione calcestruzzi confezionati con cementi rispondenti alla normativa europea ENV 197 ed additivati con superfluidificanti ed iperfluidificanti.

Si è voluto estendere il quadro sperimentale verificando la possibilità di proporre una correlazione valida per la resistenza a trazione.

SUMMARY

The aim of this study is to continue an investigation aimed to determine the validity of an accelerated test method which enables to foresee, few hours later from the moment in which concrete is mixed, the 28-day compressive strength of concrete. The evaluations have been performed on concrete mixes prepared with cements responding to ENV 197, and with superplasticizing admixtures.

In this analysis the authors have verified the possibility to find a similar relation valid to determine the final tensile strength of concrete after 17 hours and 30' from the moment when concrete is mixed.

1. INTRODUZIONE

Le prove usate per il controllo di qualità del calcestruzzo sono rimaste invariate negli ultimi cinquant'anni, a fronte di cambiamenti considerevoli dei metodi di produzione e di messa in opera.

Le odierne tecnologie permettono di completare grandi strutture prima che un convenzionale campione di prova in calcestruzzo maturato a condizioni standard per ventotto giorni possa essere testato.

Il tempo di attesa tra la messa in opera del calcestruzzo e la valutazione della qualità può essere

ridotto considerevolmente utilizzando metodi di prova accelerati.

In alcuni Paesi le prove accelerate sono standardizzate.

La normativa italiana UNI 6127, Parte 3.1.3, ammette l'uso di tali prove per il controllo di qualità del calcestruzzo, previo studio preliminare di una opportuna relazione; per questo, già da alcuni anni, viene utilizzato un metodo di prova accelerato che consente di prevedere entro poche ore dal getto la resistenza del calcestruzzo a 28 giorni utilizzando l'apparecchiatura di prova denominata Speedymet.

1.1 Studi precedenti

Le sperimentazioni precedentemente realizzate si prefiggevano di verificare la possibilità di ottenere delle affidabili relazioni tra la resistenza a compressione del calcestruzzo valutata su provini di lato 15 centimetri, maturati secondo metodologia standard per 28 giorni e campioni, di lato 8 centimetri, testati dopo 17 ore e 30 minuti di maturazione accelerata.

Le sperimentazioni effettuate riguardavano diversi tipi di conglomerati confezionati rispettivamente con: cemento Portland 325; cemento Portland 425; cemento Pozzolatico 325; cemento Portland 325 con aggiunta di cenere volante; cemento Portland 325 additivato con superfluidificanti.

Dai risultati delle prove effettuate la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo con prove accelerate indicata con $R_{c(A)}$, rispetto al valore della resistenza standard a 28 giorni indicato con $R_{c(S)}$, può essere espressa mediante l'equazione lineare del tipo:

$$R_{c(S)} = m R_{c(A)} + c$$

dove m e c dipendono dal ciclo termico adottato e dal tipo di cemento utilizzato.

1.2 Scopo della ricerca attuale.

La presente ricerca prosegue, estendendoli, gli studi intrapresi in precedenza sulla validità del metodo di prova accelerato.

Si sono indagati calcestruzzi confezionati con cementi rispondenti alla normativa europea ENV 197, entrata in vigore nell'Aprile del 1994.

Il quadro sperimentale è stato ampliato con l'uso di diversi additivi riduttori d'acqua, ormai elemento indispensabile nel confezionamento del calcestruzzo di qualità.

Di seguito si sono confrontate le relazioni ottenute nelle precedenti ricerche con quelle conseguite con calcestruzzi confezionati con cementi rispondenti alla normativa vigente.

Inoltre gli autori hanno voluto indagare la possibile correlazione tra la resistenza a trazione valutata dopo 17 ore e 30 minuti su provini assoggettati a maturazione accelerata, con quella a 28 giorni di campioni maturati in condizioni standard.

E' nota infatti, l'importanza della resistenza a trazione del conglomerato cementizio sul fenomeno fessurativo, il quale provoca un aumento della deformabilità ed una drastica riduzione della durabilità dell'opera, oltre a comprometterne l'aspetto estetico.

Un'accurata conoscenza della resistenza a trazione del calcestruzzo può aiutare a minimizzare i problemi fessurativi.

2. SPERIMENTAZIONE

Per l'indagine sperimentale si sono impiegati due tipi di cemento Portland rispondenti alla normativa europea e più precisamente CEM I 52.5 R e CEM II/A-L 42.5 R, per ognuno dei quali si sono considerati cementi di tre diverse provenienze: inerti di origine fluviale con diametro massimo di 16 mm; tre diversi additivi superfluidificanti e quattro differenti additivi iperfluidificanti.

I calcestruzzi sono stati confezionati con dosaggi di cemento pari a 300 Kg/m³ per il CEM II/A-L 42.5 R ed a 380 Kg/m³ per il CEM I 52.5 R.

Le percentuali dei singoli aggregati, opportunamente proporzionati con il metodo di Bolomey, sono state determinate in base al dosaggio di cemento.

Quindi, per i calcestruzzi confezionati con il CEM I 52.5 R si sono adottate le seguenti percentuali: 7% di sabbia fine (\emptyset 0.297), 12% di sabbia media (\emptyset 1.19), 19% di sabbia grossa (\emptyset 2.38) e 62 % di ghiaio; mentre per i calcestruzzi confezionati con il CEM II/A-L 42.5 R le stesse sono risultate pari rispettivamente a 14%, 9%, 15% e 62%. (Tabella 1)

Per ottenere calcestruzzi fluidi con slump costante e compreso tra 21 e 23 cm sono stati utilizzati additivi riduttori d'acqua dosati nella quantità di: 1% per il CEM II/A-L 42.5 R e 1.5% per il CEM I 52.5 R.

I rapporti a/c sono risultati compresi tra 0.34 e 0.69.

Le resistenze a compressione dopo 28 giorni di maturazione standard hanno coperto l'intervallo tra 27 e 86 MPa.

Il ciclo di maturazione accelerata a vapore a bassa pressione (programmato nell'apparecchiatura di prova denominata Speedymet) ha una durata complessiva di 17 ore e 30 minuti; esso prevede: prestagionatura di tre ore a 36 °C; aumento della temperatura da 36 °C a 76 °C in due ore; mantenimento della temperatura di regime fino alla dodicesima ora; raffreddamento a circa 16 °C/ora (figura 1).

Le prove a compressione sono state eseguite su provini cubici di lato 10 cm (maturazione standard) e di lato 8 cm (maturazione accelerata).

La prova a trazione a cui si riferisce la presente ricerca è la prova a trazione brasiliana eseguita su provini cubici, simili a quelli usati per la prova a compressione.

Tale procedura infatti, oltre che risultare di più facile applicazione e precisione, ha fornito dei coefficienti di dispersione nettamente inferiori, quindi dei risultati più affidabili, rispetto alla stessa effettuata su cilindri.

Nella tabella 2 vengono riportati gli impasti effettuati e, di seguito, i valori di resistenza a compressione e trazione brasiliana ottenuti dopo 28 giorni di maturazione standard.

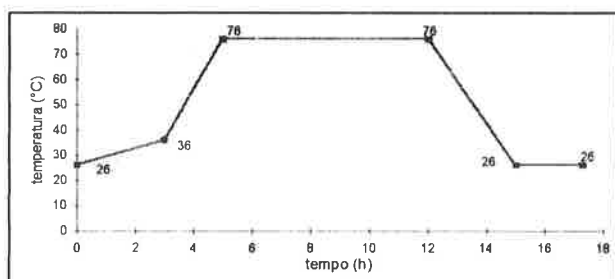


Fig. 1 Ciclo termico programmato nell'unità elettronica dell'apparecchiatura di prova denominata Speedymet.

Tipo Aggregato		CEM I 52,5 R Dos. 380 Kg/m ³	CEM II/A-L 42,5 R Dos. 300 Kg/m ³
Sabbia fine	=	7%	14%
Sabbia media	=	12%	9%
Sabbia grossa	=	19%	15%
Ghiaino 8-15	=	62%	62%

Tab. 1 Proporzionamenti granulometrici in funzione del dosaggio di cemento ed alla curva teorica di Bolomey.

N° impasto	Proven. cemento	Tipo additivo	Rapporto a/c	Rc [MPa]	f _{ctb} [MPa]
CEM I 52,5 R - Dos. cem. 380 Kg/m³					
1	A	-	0,56	49,26	4,17
2	B	-	0,51	54,78	4,55
3	C	-	0,53	57,49	5,28
4	A	1	0,34	72,76	5,52
5	B	1	0,39	78,97	5,84
6	C	1	0,44	73,90	5,60
7	A	2	0,36	63,54	4,70
8	B	2	0,33	80,37	6,48
9	C	2	0,39	70,80	5,30
10	A	3	0,44	74,02	6,20
11	B	3	0,41	86,18	6,27
12	C	3	0,39	72,35	5,57
13	A	4	0,35	64,34	5,69
14	B	4	0,44	77,00	6,53
15	C	4	0,44	74,76	6,39
CEM II/A-L 42,5 R - Dos. cem. 300 Kg/m³					
16	A	-	0,69	33,40	3,42
17	B	-	0,68	27,67	3,04
18	C	-	0,65	32,41	3,15
19	A	5	0,59	36,53	3,84
20	B	5	0,52	35,48	3,72
21	C	5	0,52	38,36	3,92
22	A	6	0,57	36,77	4,11
23	B	6	0,53	37,05	4,05
24	C	6	0,55	42,36	4,44
25	A	7	0,60	40,78	4,42
26	B	7	0,57	35,67	3,90
27	C	7	0,58	40,00	3,77

Tab. 2 Descrizione degli impasti effettuati. Si riportano i valori delle resistenze a compressione e trazione brasiliana ottenuti su campioni cubici di lato 10 cm dopo 28 giorni di maturazione standard.

Si sottolinea che, mentre nei calcestruzzi confezionati con CEM I 52,5 R si sono utilizzati quattro differenti additivi iperfluidificanti con le medesime caratteristiche (indicati con i numeri da 1 a 4 nella tabella 2), per gli impasti confezionati con CEM II/A-L 42,5 R si sono impiegati tre additivi superfluidificanti, due dei quali ad elevato mantenimento della lavorabilità (numeri 6 e 7 della tabella 2).

3. RESISTENZA A COMPRESSIONE: CORRELAZIONI

L'indagine sviluppa uno studio sulla possibile correlazione tra la resistenza a compressione determinata su cubetti di lato 8 cm e sottoposti a maturazione accelerata secondo il ciclo termico di 17 ore e 30 minuti, adottato dall'apparecchiatura di prova Speedymet, rispetto alla resistenza definita tramite prova standard, a 28 giorni su cubi di lato 10 cm.

Sono stati esaminati gli effetti della variazione del tipo e provenienza del cemento, dell'uso di additivi superfluidificanti ed iperfluidificanti, quindi di diversi rapporti a/c, sulle resistenze a compressione soggette a maturazione accelerata e sulla correlazione con le resistenze a maturazione standard.

Dai dati della sperimentazione è emerso che la variazione del tipo di cemento è un parametro che influenza le correlazioni; vengono, quindi, considerati separatamente i conglomerati confezionati con CEM I 52,5 R da quelli confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

3.1 Conglomerati confezionati con CEM I 52,5 R

Per gli impasti confezionati con CEM I 52,5 R si è verificato se era possibile ottenere un'unica retta di regressione valida per tutta la serie di calcestruzzi, neutralizzando l'influenza delle diverse provenienze dei cementi e dell'effetto dei diversi additivi.

Si sottolinea che in questo caso si sono utilizzati quattro differenti additivi iperfluidificanti, ma con le medesime caratteristiche.

La retta di regressione così ottenuta, figura 2, è risultata pari a:

$$R_{c(S)} = 1.0384 R_{c(A)} + 26.213 \quad [SQM = 4,29\%]$$

Essendo lo scarto quadratico medio inferiore al limite di accettabilità, fissato pari al 6% nelle precedenti sperimentazioni, possiamo affermare la validità di un'unica retta di regressione per tutti i tipi di calcestruzzi di questa serie. Ciò significa che la diversa composizione dei cementi di tre provenienze e dei quattro additivi usati non influiscono sulla correlazione.

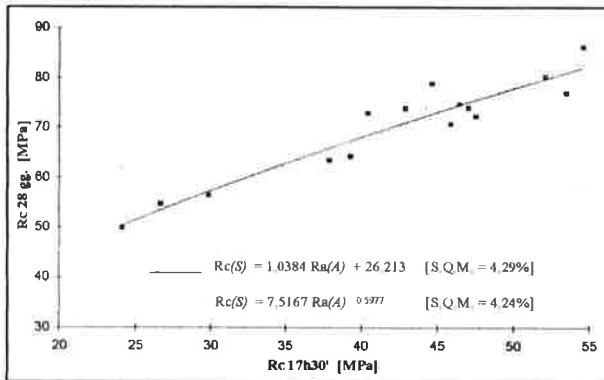


Fig. 2 Regressione lineare e di potenza tra resistenza a compressione standard a 28 giorni e quella ottenuta dopo 17 ore e 30 minuti di maturazione accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM I 52,5 R.

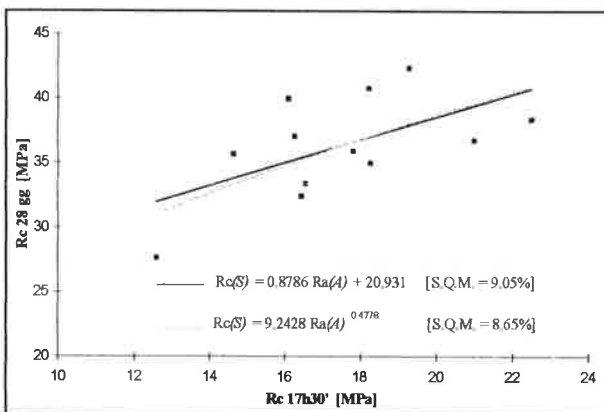


Fig. 3 Regressione lineare e di potenza tra resistenza a compressione standard ed accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

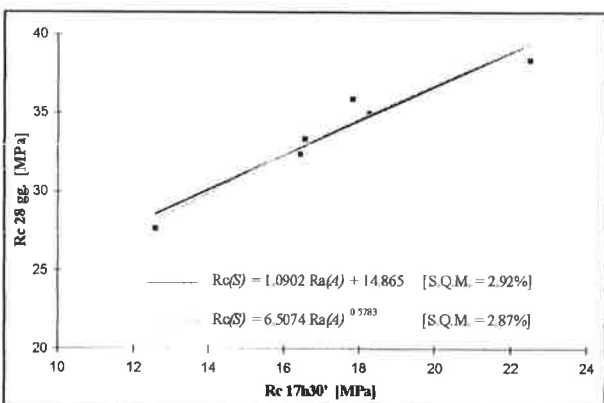


Fig. 4 Regressione lineare e di potenza tra resistenza a compressione standard e accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R con caratteristiche normali.

Effettuando la regressione di potenza si ottengono valori dello S.Q.M. inferiori rispetto a quelli relativi alla regressione lineare:

$$R_{c(S)} = 7.5167 R_{c(A)}^{0.5977} \quad [S.Q.M. = 4,24\%]$$

3.2 Conglomerati confezionati con CEM II/A-L 42,5 R

Per quanto riguarda i calcestruzzi confezionati con cemento CEM II/A-L 42,5 R la correlazione corrispondente, figura 3, è risultata pari a:

$$R_{c(S)} = 0.8786 R_{c(A)} + 20.931 \quad [S.Q.M. = 9,05\%]$$

Una regressione di potenza abbassa lo S.Q.M., ma non in maniera tale da risultare inferiore al limite di accettabilità:

$$R_{c(S)} = 9.2428 R_{c(A)}^{0.4778} \quad [S.Q.M. = 8,65\%]$$

Il fenomeno che porta a tali dispersioni va ricercato nel diverso comportamento degli additivi utilizzati; le caratteristiche dei quali influiscono, infatti, sulle correlazioni tra la resistenza a compressione accelerata e quella standard.

In questi impasti sono stati utilizzati tre differenti additivi superfluidificanti, due dei quali ad elevato mantenimento della lavorabilità.

Si è visto, come questi ultimi necessitano di specifiche correlazioni o tempi di prestagionatura.

La fase di prestagionatura, nella maturazione accelerata, serve per creare una struttura capace di resistere alle tensioni generate, durante il successivo riscaldamento, dalle dilatazioni differenziali dei diversi costituenti del calcestruzzo.

Questo è il motivo per cui il periodo di prestagionatura programmato nel ciclo dell'apparecchiatura di prova (Speedymet) ha una durata pari al tempo di presa del calcestruzzo.

Questa corrispondenza non è valida, però, per conglomerati ad elevato mantenimento della lavorabilità.

A conseguenza di quanto detto si forniscono due diverse regressioni: una valida per calcestruzzi con caratteristiche normali, ed una per conglomerati ad elevato mantenimento della lavorabilità.

Per i primi la regressione lineare, illustrata nella figura 4, è risultata essere:

$$R_{c(S)} = 1.0902 R_{c(A)} + 14.865 \quad [S.Q.M. = 2,92\%]$$

la regressione di potenza abbassa leggermente il valore dello S.Q.M.:

$$R_{c(S)} = 6.5074 R_{c(A)}^{0.5783} \quad [S.Q.M. = 2,87\%]$$

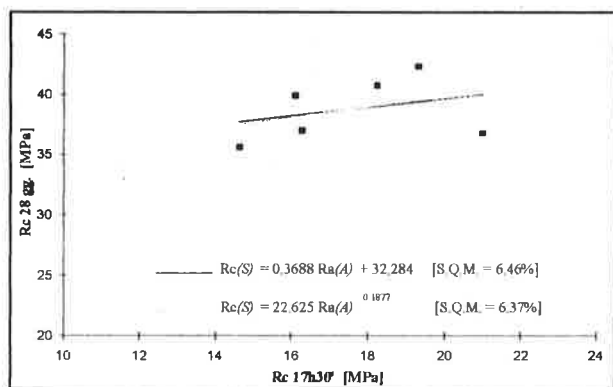


Fig. 5 Regressioni tra resistenza a compressione standard ed accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R ad elevato mantenimento della lavorabilità.

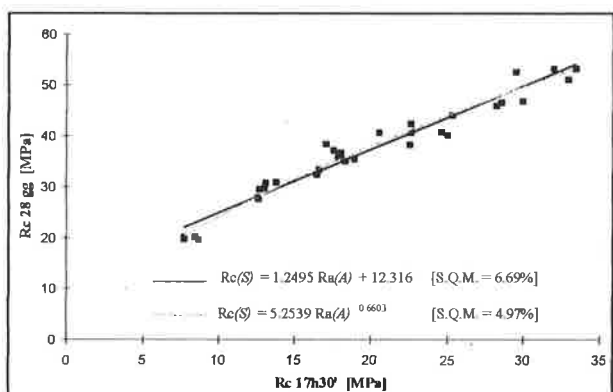


Fig. 6 Regressioni tra resistenza a compressione standard a 28 giorni ed accelerata a 17 ore e 30 minuti; valida per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425 (normativa precedente) e CEM II/A-L 42,5 R; ($0.42 < a/c < 0.84$).

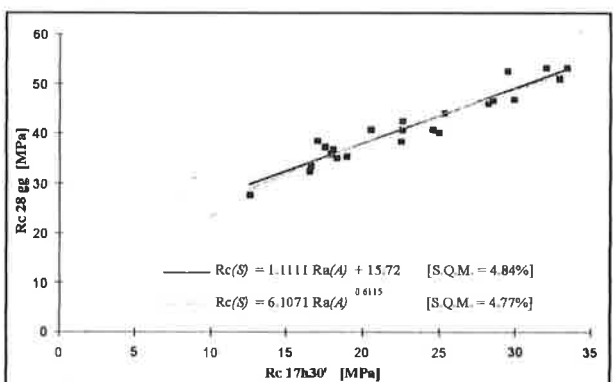


Fig. 7 Regressioni tra resistenza a compressione standard a 28 giorni ed accelerata a 17 ore e 30 minuti; valida per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425 (normativa precedente) e CEM II/A-L 42,5 R; ($0.42 < a/c < 0.70$).

Invece le regressioni per i calcestruzzi ad elevato mantenimento della lavorabilità, riportate nella figura 5, sono pari a:

$$Rc_{(S)} = 0.3688 Rc_{(A)} + 32.284 \quad [S.Q.M. = 6,46 \%$$

$$Rc_{(S)} = 22.625 Rc_{(A)}^{0.1877} \quad [S.Q.M. = 6,37 \%$$

Anche in questo caso le diverse provenienze del cemento sono risultate ininfluenti sulle correlazioni determinate.

Si è di seguito verificata la possibile corrispondenza tra le correlazioni relative ai calcestruzzi confezionati con cementi conformi all'attuale normativa e quelle precedentemente formulate (riferite a conglomerati confezionati con cementi conformi all'antecedente normativa).

Sono stati confrontati i dati relativi ad impasti realizzati con cemento Portland 425 e con rapporti acqua/cemento compresi tra 0.42 e 0.84, con quelli attuali riferiti a conglomerati confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

La retta interpolante tutti i suddetti valori, figura 6, è la seguente:

$$Rc_{(S)} = 1.2495 Rc_{(A)} + 12.316 \quad [S.Q.M. = 6,69 \%$$

La regressione di potenza presenta uno S.Q.M. nettamente inferiore:

$$Rc_{(S)} = 5.2539 Rc_{(A)}^{0.6603} \quad [S.Q.M. = 4,97 \%$$

In ogni caso i valori dello S.Q.M. ottenuti ora, sono inferiori a quelli relativi alle precedenti sperimentazioni.

Ciò indica che gli odierni conglomerati sono contenuti all'interno della fascia dei precedenti, ovvero hanno scarti percentuali inferiori a quest'ultimi, quindi si può concludere che gli attuali cementi non differiscono dagli antecedenti e non influenzano le correlazioni.

L'indagine precedente, inoltre, proponeva l'utilizzo di due differenti correlazioni: una regressione lineare per calcestruzzi con resistenze a compressione inferiori a 35 MPa, corrispondenti a rapporti acqua/cemento compresi tra 0.60 e 0.84, ed un'altra per conglomerati con resistenze a compressione superiori a 35 MPa, corrispondenti a rapporti a/c compresi tra 0.42 e 0.60, ottenendo così S.Q.M. dell'ordine del 4.5%.

Gli autori, invece, hanno verificato la possibilità di effettuare un'unica regressione valida per rapporti acqua/cemento compresi tra 0.42 e 0.70, che si riferiscono a valori di resistenza a compressione superiori a 28 MPa, essendo improbabile ed antieconomico l'utilizzo di tali cementi per l'otteni-

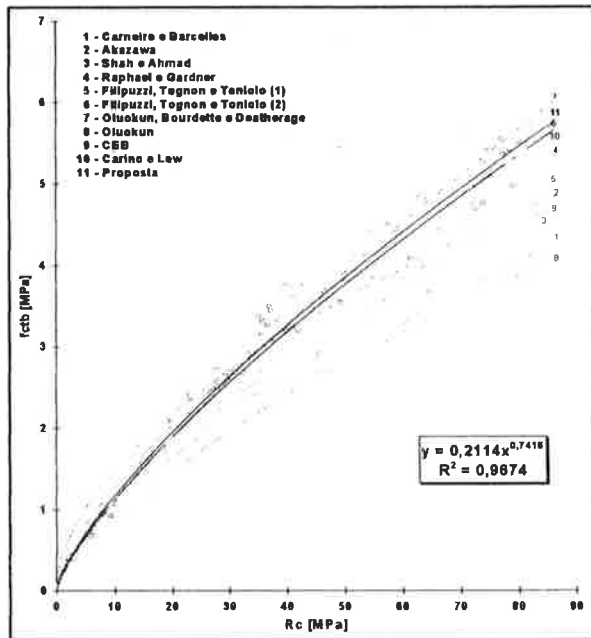


Fig. 8 Correlazioni tra la resistenza a trazione brasiliana e la resistenza a compressione.

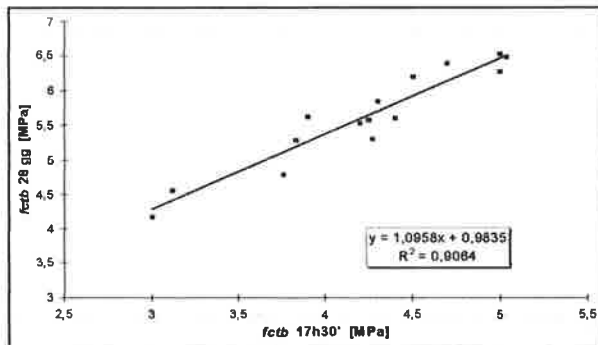


Fig. 9 Correlazione tra resistenza a trazione brasiliana standard ed accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM I 52,5 R.

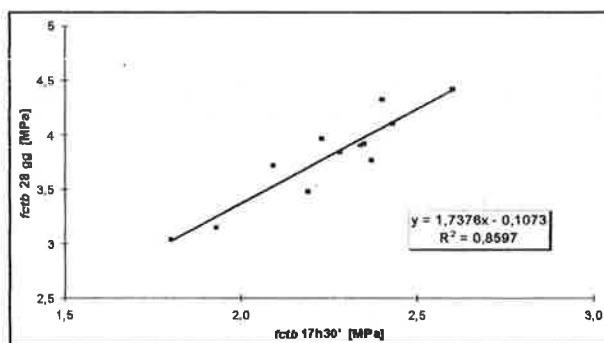


Fig. 10 Correlazione tra resistenza a trazione brasiliana standard ed accelerata; valida per calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

mento di calcestruzzi con bassi valori di resistenze.

Si è ritenuto quindi opportuno proporre un'unica relazione, figura 7:

$$Rc_{(S)} = 1.1111 Rc_{(A)} + 15.72 \quad [SQM = 4.84 \%]$$

Considerando la regressione di potenza si ottiene:

$$Rc_{(S)} = 6.1071 Rc_{(A)}^{0.6115} \quad [SQM = 4,77 \%]$$

4. RESISTENZA A TRAZIONE

4.1 Metodi convenzionali di valutazione

Secondo la prassi (e come contemplato nella normativa), si sceglie come fondamentale il parametro di più agevole misurazione sperimentale (la resistenza cubica a compressione) ed a questo si correlano, con formule preventivamente verificate, tutti gli altri parametri, come la resistenza a trazione f_{ct} e la resistenza a trazione per flessione f_{ctf} .

Per completezza di esposizione si riportano, brevemente, i risultati già presentati in un precedente articolo dove è stata investigata la validità e la precisione, sia delle relazioni indicate dalla normativa, sia di quelle formulate da altri ricercatori ed indicate come alternative.

Spesso, in mancanza di dati sperimentali viene assunto che la resistenza a trazione diretta sia circa 1/10 di quella a compressione. Nella realtà tale valore può, però, considerarsi solo marginalmente rappresentativo visto che appare essere compreso tra 1/8 ed 1/15 della resistenza a compressione, e tale rapporto si riduce con l'aumentare della classe del calcestruzzo.

Per la difficoltà della prova a trazione diretta, molti ricercatori considerano maggiormente rappresentativo il valore di resistenza a trazione brasiliana, ed hanno impostato le loro ricerche sullo sviluppo di relazioni che leghino la resistenza a compressione con la resistenza a trazione brasiliana. Nella figura 8 (tramite le opportune correlazioni relative alla forma e dimensione dei provini usati) sono rappresentate alcune formulazioni presenti in letteratura sullo sfondo dei risultati sperimentali della nostra investigazione.

La funzione indicata con il tratto più spesso è quella da noi determinata.

Si può notare quale sia il campo di variabilità delle formule precedentemente proposte e, soprattutto, come formule che possono sembrare appropriate per valori di resistenza medio-bassi, diano degli scarti inaccettabili per valori di resistenza superiori.

Ad esempio le formulazioni indicate da Oluokun e dal CEB appaiono essere ottime se utilizzate per calcestruzzi con resistenze al di sotto dei 20 MPa, mentre diventano inutilizzabili per valori di resistenza superiori (tendenza generale di tutte le formulazioni presentate).

Per ogni ulteriore approfondimento si rimanda all'articolo pubblicato negli atti del Congresso C.T.E. 1996.

4.2 Correlazioni

Vengono riportati i risultati di una investigazione eseguita per determinare la possibilità d'uso dell'attrezzatura di prova denominata Speedymet, come prova di trazione brasiliana accelerata.

Le correlazioni che seguono considerano la resistenza a trazione pari al valore ottenuto per via indiretta con la prova brasiliana (secondo le prescrizioni della norma UNI 6135) eseguita su provini cubici, simili a quelli usati per la prova a compressione.

Tale procedura, infatti, oltre che risultare di più facile applicazione e precisione, ha fornito anche dei coefficienti di dispersione nettamente inferiori rispetto a quella effettuata su provini cilindrici. L'indagine, quindi, sviluppa uno studio sulla possibile correlazione tra la resistenza a trazione brasiliana effettuata su cubetti di lato 8 cm e sottoposti a maturazione accelerata secondo il ciclo termico di 17 ore e 30 minuti, precedentemente determinato ed adottato dall'apparecchiatura di prova denominata Speedymet, rispetto alla prova standard a 28 giorni effettuata su cubetti di lato 10 cm.

La media del coefficiente di variazione nei vari impasti, per la resistenza a trazione brasiliana dei campioni cubici sottoposti a maturazione accelerata era pari a 5,10%; il valore corrispondente per la resistenza dei campioni maturati secondo metodologia standard era 5,60%. Questo indica che la riproducibilità dei valori della resistenza accelerata sono dello stesso ordine di grandezza di quelli ottenuti con maturazione standard.

E' stato inoltre verificato che i provini sottoposti a maturazione accelerata raggiungono circa al 75% del valore di resistenza a trazione raggiunto dai corrispondenti campioni maturati in condizioni standard, per il calcestruzzo confezionato con CEM I 52,5 R; e circa il 60%, per i calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

Il raggiungimento, più che soddisfacente, delle percentuali sopra riportate, permette di ottenere delle correlazioni attendibili.

Sono stati esaminati, inoltre, gli effetti della variazione del tipo e provenienza del cemento, dell'uso

di additivi superfluidificanti ed iperfluidificanti, quindi di diversi rapporti a/c, sulle resistenze a trazione soggette a maturazione accelerata e sulla correlazione con le resistenze a maturazione standard. L'unico parametro risultato influente per le correlazioni è il tipo di cemento; presentiamo quindi due rette di regressione, valida l'una per i calcestruzzi confezionati con CEM I 52,5 R, e l'altra per i calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R.

4.2.1 Conglomerati confezionati con CEM I 52,5 R

I risultati della sperimentazione eseguita hanno condotto, per quanto riguarda i calcestruzzi confezionati con CEM I 52,5 R, ad una regressione lineare pari a:

$$f_{ctb(S)} = 1,0958 f_{ctb(A)} + 0,9835$$

Il corrispondente coefficiente di correlazione è risultato pari a 0,9064 (figura 9).

Come si può notare il coefficiente di correlazione appare essere statisticamente significativo.

Gli scostamenti tra il valore della resistenza a trazione brasiliana standard a 28 giorni e quello calcolato tramite la prova accelerata sono minimi e sono risultati mediamente attorno al 3%.

4.2.2 Conglomerati confezionati con CEM II/A-L 42,5 R

Per quanto concerne, invece, i calcestruzzi confezionati con CEM II/A-L 42,5 R (figura 10), si è ottenuta una regressione lineare pari a:

$$f_{ctb(S)} = 1,7376 f_{ctb(A)} + 0,1073$$

Il corrispondente coefficiente di correlazione, anch'esso statisticamente significativo, è risultato pari a 0,8597.

Gli scostamenti tra il valore della resistenza a trazione brasiliana standard a 28 giorni e quello calcolato tramite la prova accelerata sono risultati mediamente attorno al 6%.

5. CONCLUSIONI

Dall'investigazione riportata in questo studio si deduce che la diversa provenienza del cemento, l'uso di additivi riduttori d'acqua (purché considerati con le medesime caratteristiche), quindi il variare del rapporto a/c, nonostante contribuiscano a formare calcestruzzi con diverse resistenze meccaniche, hanno effetti minimi sull'equazione di regressione tra i valori della

resistenza accelerata e quelli della resistenza standard a 28 giorni, tali da potersi considerare trascurabili.

Le equazioni di regressione ottenute tra $R_{c(S)}$ (resistenza a compressione a 28 giorni di provini cubici di lato 10 cm) e $R_{c(A)}$ (resistenza a compressione dopo maturazione accelerata a vapore a bassa pressione su cubetti di lato 8 cm), e quelle ottenute tra $f_{ctb(S)}$ (resistenza a trazione brasiliana standard) e $f_{ctb(A)}$ (resistenza a trazione brasiliana accelerata), seppur relative all'ambito della sperimentazione, appaiono essere statisticamente significanti ed evidenziano la possibilità di estrapolare valide relazioni, confermando la validità del procedimento accelerato di prova del conglomerato.

Si è inoltre notato che calcestruzzi confezionati con cementi conformi alla normativa in vigore non danno luogo a correlazioni differenti da quelle determinate precedentemente, quindi, gli attuali cementi non differiscono dagli antecedenti e non influenzano le correlazioni.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] E. SIVIERO, S. MARTINELLO, P. MARASCIULO, C. EQUESTRI - 1988, "Valutazione della resistenza del calcestruzzo a 28 giorni mediante prove a poche ore dal getto - indagine teorico sperimentale", Congresso C.T.E., Venezia, 4-5-6 Novembre 1988, pp. b I - b VI.
- [2] E. SIVIERO, P. MARASCIULO - 1990, "Resistenza del calcestruzzo a poche ore dal getto e correlazione con prove a 28 giorni", L'Edilizia, n° 12, pp. 203-208.
- [3] E. SIVIERO, F. BUCCI - 1991, "Resistenza del calcestruzzo a poche ore dal getto e correlazione con prove a 28 giorni", L'Edilizia, n° 12, pp. 785-790.
- [4] A. PANCIERA - 1996, "Valutazione della influenza del tipo di maturazione sulla resistenza a trazione del calcestruzzo confezionato con cementi rispondenti alla nuova normativa europea", Tesi di laurea, Istituto Universitario di Architettura di Venezia.
- [5] E. SIVIERO, M. PAOLINI, A. PANCIERA - 1996, "Prove accelerate per la valutazione della resistenza a trazione del calcestruzzo", Congresso C.T.E., Napoli, 7-8-9- Novembre 1996, V. I. pp. 237 - 244.
- [6] E. SIVIERO - 1992, "Valutazione accelerata della resistenza del calcestruzzo", Studi e Ricerche, V 13, pp. 445 - 473.
- [7] O. D'ANDREA - 1996, "Prove accelerate per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo confezionato con cementi rispondenti alla nuova normativa europea". Tesi di laurea, Istituto Universitario di Architettura di Venezia.
- [8] P. MATILDI, G. PASCALE - 1978, "Risultati di esperienze sulla stagionatura a vapore dei calcestruzzi", La Prefabbricazione, n° 10, pp. 555 - 563.
- [9] P. MATILDI, G. PASCALE - 1978, "Ancora sulla stagionatura a vapore dei calcestruzzi", La Prefabbricazione, n° 12, pp. 699 - 704.
- [10] E. SIVIERO, R. CANTONI, M. FORIN - 1995, "Durabilità delle opere in calcestruzzo", Franco Angeli Editore, Milano.
- [11] V. RAMAKRISHNAN, J. DIETZ - 1978, "ASTM Accelerated strength tests for quality control of concrete", in "Accelerated Strength testing", American Concrete Institute, Detroit, pp. 95 - 116.
- [12] E. A. ABDUN-NUR - 1978, "Accelerated, early, and immediate evaluation of concrete quality", in Accelerated strength testing, American Concrete Institute, Detroit, pp. 1 - 14.
- [13] ACI COMMITTEE 517 - 1988, "Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure - State of the art", ACI Manual of concrete Practice, Part 5, pp. 517.2R-1 - 517.2R-20.
- [14] T. R. NAIK - 1979, "Utilization of accelerated strength testing methods", Cement and Concrete Research, V 9, n° 1, pp. 7 - 18.
- [15] E. SIVIERO, B. SIRINIC - 1992, "Prove accelerate per la determinazione della resistenza di calcestruzzi additivati con superfluidificanti", Congresso C.T.E., Arezzo, 5-6-7 Novembre.
- [16] AA. VV. - 1992, "Les bétons à hautes performances. Caractérisation, durabilité, applications", Sous la direction de Yves MALIER, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

RIPRISTINO E RINFORZO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO MEDIANTE PLACCAGGIO DI MATERIALI COMPOSITI AVANZATI

Giuseppe SPADEA

Professore Associato
Dipartimento di Strutture
Università della Calabria
RENDE (CS)

SOMMARIO

Lo scopo del presente lavoro è quello di mostrare come l'impiego dei Materiali Compositi Avanzati nella tecnica del placcaggio per riparare/rinforzare strutture in cemento armato, possa provocare un comportamento fragile dell'elemento rinforzato.

Conseguentemente occorre un'adeguata strategia di progettazione dell'intervento di rinforzo al fine di assicurare alla sezione composta un'idonea duttilità strutturale e per consentire una piena utilizzazione dei materiali impiegati.

SUMMARY

The aim of this paper is to show as the use of Advanced Composite Materials in plate bonding technology to repair/up-grade reinforced concrete structures may lead to a brittle behaviour of the strengthened members.

As a result, an innovative and global strategy in design techniques is needed to ensure a satisfactory ductility of the composite section and a fully utilization of materials.

1. PREMESSA

La tecnica del rinforzo di elementi strutturali in cemento armato semplice e precompresso, attraverso l'impiego di nuovi materiali, si inquadra in un'attività di ricerca, teorica, sperimentale ed applicativa, di particolare ed attuale interesse nell'ambito dell'ingegneria civile.

Le cause che possono determinare la necessità di un intervento di riparazione e/o rinforzo su una struttura esistente sono molteplici:

- il deterioramento di elementi strutturali per le severe condizioni di esposizione e di impiego;
- errori nella progettazione e/o realizzazione di un'opera;
- la variazione di destinazione nell'uso dell'opera con conseguente incremento dei carichi di

esercizio;

- esecuzione di lavori di ristrutturazione che comportino eliminazione di membrature o di vincoli con conseguente variazione dello schema statico;
- danni localizzati per incidenti o urti.

L'intervento di riparazione tende a ripristinare le condizioni iniziali; quello di rinforzo ad assicurare le condizioni di sicurezza ed il rispetto della Normativa con i nuovi carichi o con il nuovo schema statico.

Nella seconda metà degli anni sessanta fu introdotta una tecnica di rinforzo mediante l'applicazione di lamiere in acciaio (béton plaqué), che si è rivelata adeguata per garantire la sicurezza strutturale degli elementi rinforzati. Tale tecnica è stata introdotta inizialmente in Francia ed in Sudafrica [1, 2] e successivamente estesa ad altri paesi [3].

L'impiego delle lamiere in acciaio è stato sino ad ora accettato nell'esecuzione dei placcaggi a causa della loro compatibilità con il calcestruzzo, duttilità, buona resistenza meccanica e durabilità, fatta eccezione dei possibili fenomeni di corrosione [3, 4].

Recentemente la produzione e l'impiego di polimeri rinforzati con fibre (FRP: Fiber Reinforced Plastic) consente di sostituire i sistemi tradizionali di rinforzo con lamiere in acciaio. Infatti i materiali fibrorinforzati offrono maggiori vantaggi rispetto all'acciaio (basso peso specifico, elevate caratteristiche meccaniche con conseguente riduzione delle dimensioni, ottima resistenza agli ambienti aggressivi, facilità di lavorazione e installazione) che li rendono molto interessanti dal punto di vista applicativo [5, 6, 7].

Gli svantaggi che presentano sono rappresentati dalla forte anisotropia e dall'assenza di snervamento nel legame tensioni-deformazioni del materiale (comportamento elastico sino a rottura) [8].

L'elevata resistenza a trazione ($\sim 2500 \text{ N/mm}^2$) con un elevato modulo elastico ($\sim 150000 \text{ N/mm}^2$) che caratterizza i polimeri rinforzati con fibre di carbonio (CFRP: Carbon Fiber Reinforced Plastic), rende idoneo l'impiego di questi materiali nei sistemi di rinforzo esterno per elementi strutturali in cemento armato in genere e, in particolare, per le travi soggette a carichi flessionali.

La realizzazione del rinforzo con lamine in CFRP è possibile mediante l'impiego di adesivi strutturali in resina epossidica che garantiscono la perfetta solidarizzazione tra la lamina in CFRP e l'elemento in calcestruzzo e consentono di trasferire al materiale composito sollecitazioni di rilevante entità.

2. IMPLICAZIONI STRUTTURALI

L'assenza della fase di snervamento dei materiali in FRP non agevola una loro immediata e "naturale" applicazione nel campo dell'ingegneria strutturale. Ciò perché un requisito da cui non si può prescindere per una corretta progettazione è la duttilità [9].

La capacità di un elemento strutturale di subire significative deformazioni anelastiche prima della rottura è una condizione indispensabile per fornire la richiesta sicurezza strutturale ad un'opera e per scongiurare rotture catastrofiche che potrebbero derivare da un comportamento fragile della struttura nel suo complesso.

Gli elementi strutturali in calcestruzzo affidano solitamente al loro rinforzo (si pensi all'acciaio) il compito di fornire la necessaria duttilità, che possiamo intendere come la capacità che hanno le sezioni di subire notevoli spostamenti-rotazioni in fase non

elastica. L'assenza dello snervamento (yield plateau) nei materiali in FRP potrebbe indurre a ritenere l'impiego di tali materiali inopportuno per la realizzazione di un elemento composto resistente.

Emerge che un uso incauto degli FRP non è consentito. Solo la valutazione corretta delle situazioni in cui si interviene e lo sviluppo di una adeguata strategia progettuale permettono di impiegare i nuovi materiali nei sistemi di rinforzo senza compromettere la sicurezza dell'opera ed assicurando un comportamento strutturale complessivamente duttile.

Un'ulteriore implicazione strutturale è l'ottimizzazione della tecnica di realizzazione del placcaggio.

L'elevata resistenza degli FRP può essere sfruttata solo se viene garantita la perfetta trasmissione degli sforzi all'interfaccia FRP-supporto (calcestruzzo) [9].

Particolare attenzione e cura devono perciò aversi durante la fase di incollaggio. L'eventuale presenza di discontinuità nell'adesivo (cattiva esecuzione, presenza di impurità) potrebbero compromettere seriamente la funzionalità del sistema di rinforzo realizzato con possibilità di inadeguatezza del rinforzo e del verificarsi di seri danni inaspettati e negativi per la stabilità e la sicurezza dell'intera struttura su cui viene realizzato l'intervento.

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il presente studio è rivolto all'analisi del comportamento strutturale di travi in cemento armato rinforzate con lamine in CFRP e portate a rottura per flessione su quattro punti.

La scelta dei materiali per la realizzazione delle travi in cemento armato, prodotte in laboratorio, è stata fatta con riguardo alle possibili situazioni pratiche di intervento. Infatti le caratteristiche dei materiali, e così anche le dimensioni delle travi, possono frequentemente ritrovarsi in travi realizzate per opere strutturali in cemento armato.

In questo tipo di sperimentazione, infatti, tenuto conto che la problematica più importante su cui indagare è il meccanismo di trasferimento degli sforzi dall'elemento strutturale da rinforzare alla lamina in CFRP, non si può prescindere dall'effetto scala: è quindi necessario sottoporre a prova elementi di adeguate dimensioni.

Le travi, di sezione rettangolare 14cmx30cm, sono state realizzate con una lunghezza di 500cm. L'armatura interna è costituita da quattro barre d'acciaio (due nella zona superiore e due nella zona inferiore) di 16mm di diametro, caratterizzate da una tensione di snervamento pari a 435MPa e una tensione

di rottura di 550MPa. E' stata disposta anche una staffatura interna utilizzando delle barre di 6mm di diametro disposte su tutta la lunghezza delle travi con passo di 15cm.

La resistenza cubica media del calcestruzzo impiegato per realizzare le travi è stata di 32.2MPa, mentre la resistenza cilindrica media di 29.8MPa.

Nelle tabelle 1 e 2 vengono riportate le caratteristiche, fornite e certificate dalla azienda produttrice, dell'adesivo strutturale e del polimero rinforzato impiegati per la realizzazione dell'elemento rinforzato.

Tabella 1. Caratteristiche del collante

Peso specifico	1.77 kg/l
Pot-life	40' (35° C)
Modulo elastico	12800 N/mm ²
Adesione al calcestruzzo	>4 N/mm ²
Resistenza a taglio	>15 N/mm ²
Dilatazione termica	9x10 ⁻⁵ /°C

Tabella 2. Caratteristiche del CFRP

Matrice del polimero	Resina epossidica
Fibre di rinforzo	Carbonio (Toray T700)
Peso specifico	1.6 kg/l
Resistenza a trazione ⁽¹⁾	>2400 N/mm ²
Modulo elastico	>150000 N/mm ²
Allungamento a rottura ⁽¹⁾	>1.4%
Contenuto volumetrico delle fibre	>60%

⁽¹⁾Nella direzione delle fibre

Lo schema statico adottato nell'esecuzione delle prove è quello di trave su due appoggi distanti tra loro 480cm, con i carichi, simmetrici, applicati a 60cm dalla sezione di mezzeria (prova a flessione su quattro punti).

3.1 Il sistema di rinforzo

Il rinforzo esterno per una trave (A1.1) è consistito nella sola applicazione di una lamina in CFRP sulla regione tesa, mentre per altre due travi (A1.2 e A1.3), oltre al rinforzo con la lamina in CFRP sulla regione tesa, si è provveduto a realizzare due differenti sistemi di ancoraggio esterni per la lamina attraverso l'incollaggio di sagomati ad U in acciaio dello spessore di 2mm.

Per tutte le travi rinforzate esternamente la lamina

di CFRP era di 80mm in larghezza, 1.2mm in spessore per una lunghezza di 470cm.

E' stata confezionata e prodotta anche una trave di controllo (A1), senza rinforzo esterno, per confrontarne il comportamento con quelle rinforzate con la lamina in CFRP.

Le travi sono state progettate affinché si pervenisse a rottura duttile per flessione.

Nella tabella che segue vengono fornite in dettaglio le caratteristiche del rinforzo esterno delle travi.

Tabella 3. Sistema di rinforzo esterno delle travi

Trave	Tipo rinforzo esterno
A1	Senza rinforzo (trave di controllo)
A1.1	Sola lamina di CFRP
A1.2	Lamina di CFRP+staffe esterne
A1.3	Lamina di CFRP+staffe esterne modificate

3.2 Strumentazione

Prima della esecuzione delle prove, è stata installata una opportuna strumentazione per la rilevazione dei dati, necessari all'analisi sperimentale.

Sono stati applicati, per la rilevazione delle deformazioni, estensimetri elettrici nelle armature interne, sulla lamina e sulla fibra estrema del calcestruzzo compresso.

Per misurare gli spostamenti, le deformazioni medie e la curvatura nella sezione di mezzeria, anche durante la fase di fessurazione, sono stati utilizzati dei trasduttori induttivi (LVDT) con differenti basi di misura.

I valori rilevati sono stati acquisiti ed elaborati per mezzo di una centrale di acquisizione dati automatizzata.

Il carico è stato applicato, a velocità costante, attraverso l'impiego di un attuatore meccanico a controllo di spostamento ed è stato misurato e controllato per mezzo di una cella di carico ad elevata precisione.

Per la preparazione delle superfici da solidarizzare (CFRP-calcestruzzo) si è provveduto a smerigliare la superficie di supporto del calcestruzzo e, dopo un'accurata pulitura delle parti da incollare, si è applicato uno strato dell'adesivo strutturale con spessore uniforme (~2mm) lungo tutta la lunghezza di incollaggio.

Anche per l'incollaggio degli ancoraggi esterni in acciaio è stato adottato lo stesso spessore e tipo di adesivo.

4. RISULTATI DELLE PROVE E DISCUSSIONE

Il comportamento strutturale delle travi, osservato durante l'esecuzione delle prove (tabella 4), ha mostrato come l'impiego degli ancoraggi esterni nelle travi rinforzate abbia significativamente migliorato le prestazioni complessive dell'elemento composito.

Tabella 4. Valori rilevati sperimentalmente

Trave	$F_u^{(1)}$ (kN)	$\Delta_u^{(2)}$ (mm)	$\Phi_u^{(3)}$ (rad/m) $\times 1E3$
A1	54.0	190	108
A1.1	86.2	78	30
A1.2	98.0	125	46
A1.3	96.7	99	42

⁽¹⁾ Carico complessivo di rottura; ⁽²⁾ abbassamento della sezione di mezzeria a rottura; ⁽³⁾ curvatura della sezione di mezzeria a rottura.

La trave di controllo A1, ha esibito, a rottura, avutasi a flessione per schiacciamento del calcestruzzo compresso, deformazioni anelastiche che hanno rivelato la capacità duttile dell'elemento strutturale.

La trave A1.1, rinforzata con la sola lamina in CFRP, è pervenuta a rottura in modo brusco ed improvviso per il distacco della lamina (peeling off). Rispetto alla trave di controllo, nonostante vi sia stato un incremento della capacità ultima di carico a rottura del 61%, si è avuta una brusca riduzione della capacità deformativa dell'elemento rinforzato, con valori delle rotazioni e degli spostamenti rilevati, nella sezione di mezzeria, notevolmente inferiori.

Un miglioramento della duttilità, con incremento significativo delle rotazioni nelle sezioni, si è avuto nelle travi A1.2 e A1.3, per le quali sono stati impiegati gli ancoraggi esterni in acciaio. Infatti i valori raggiunti dalle curvature nella sezione di mezzeria sono stati all'incirca pari al 50% rispetto a quelli raggiunti nella trave di controllo.

Il comportamento strutturale complessivo delle travi A1.2 e A1.3 è risultato più soddisfacente rispetto a quello della trave A1.1. L'incremento della capacità ultima del carico di rottura, in riferimento alla trave di controllo, è stato rispettivamente dell'81% e del 79%. Inoltre, la rottura delle due travi, avutasi sempre per il distacco della lamina, è stata più graduale, non brusca ed improvvisa come nella trave A1.1. In tutte le fasi di carico sono stati impegnati anche gli ancoraggi esterni. La presenza degli ancoraggi esterni ha evitato lo scorrimento ed il distacco prematuro della lamina in CFRP. La conservazione delle sezioni piane si è verificata, così, sino a rottura.

In tabella 5 vengono riassunte le modalità di rottura

delle travi.

Tabella 5. Modalità di rottura delle travi

Trave	
A1	Rottura duttile per flessione, snervamento dell'acciaio e schiacciamento del calcestruzzo
A1.1	Distacco improvviso ed esplosivo della lamina di CFRP
A1.2	Distacco degli ancoraggi esterni, distacco della lamina di CFRP
A1.3	Distacco graduale per scorrimento della lamina di CFRP

4.1 Ruolo degli ancoraggi

Gli ancoraggi utilizzati nel sistema di rinforzo esterno delle travi A1.2 e A1.3 sono stati progettati al fine di ottimizzare le prestazioni strutturali della trave composta, sfruttando quasi integralmente le proprietà meccaniche della lamina in CFRP e della trave in calcestruzzo armato.

I risultati riportati nelle tabelle 4 e 5 mostrano un incremento della capacità di carico e una modalità di rottura, più accettabile dal punto di vista della sicurezza strutturale, delle travi A1.2 e A1.3 rispetto alla trave A1.1.

Per comprendere bene il ruolo svolto dagli ancoraggi nonché la loro efficacia è opportuno fare riferimento alle deformazioni in fase ultima rilevate durante le prove e qui fornite nella tabella 6.

Si può osservare come nella trave A1.1, rinforzata mediante placcaggio della sola lamina di CFRP, la deformazione a rottura nella fibra estrema del calcestruzzo all'intradosso abbia raggiunto un valore pari a circa la metà di quello rilevato nella trave di controllo. Inoltre anche la deformazione rilevata nella lamina è risultata molto inferiore alla deformazione ultima a rottura per trazione del materiale, e cioè pari al 50% della sua capacità ultima. Ciò ha comportato una riduzione notevole della effettiva possibilità di utilizzo del materiale composito, con conseguente minore utilizzazione anche del calcestruzzo in compressione.

Un miglioramento si è avuto con la trave A1.2, nella quale è stato adoperato un sistema addizionale di ancoraggio esterno che ha previsto anche l'ancoraggio delle regioni di estremità della lamina, mentre per la trave A1.3, un ulteriore ottimizzazione della distribuzione degli ancoraggi esterni, ha reso possibile

una utilizzazione del CFRP al 75% della sua capacità ultima. Anche il calcestruzzo ha raggiunto, nella regione compressa, valori di deformazione tipici delle rotture a flessione di elementi in cemento armato a comportamento duttile.

Questi risultati dimostrano come sia necessario prevedere un adeguato sistema di ancoraggio qualora si voglia utilizzare il CFRP nei sistemi di rinforzo esterno per elementi in cemento armato, affinché la realizzazione del composito possa attivare tutte le capacità offerte dai materiali base per dotare il nuovo elemento di una capacità di carico valida, senza che risulti deficitaria la sua sicurezza strutturale.

Tabella 6. Valori delle deformazioni misurate in fase ultima

Trave	Calcestruzzo	CFRP	% $\epsilon_{CFRP}/\epsilon_{CFRPu}^{(1)}$
A1	0.0050	-	-
A1.1	0.0021	0.0071	50%
A1.2	0.0037	0.0096	69%
A1.3	0.0044	0.0105	75%

⁽¹⁾ Percentuale della deformazione raggiunta dalla lamina di CFRP rispetto alla deformazione ultima per rottura a trazione del materiale.

5. ANALISI DELLA DUTTILITA' STRUTTURALE.

La duttilità di un elemento strutturale costituisce una proprietà di non facile definizione poiché dipende dal tipo di materiali impiegati e dalle loro prestazioni strutturali in relazione alla geometria dell'elemento.

Per determinare gli indici di duttilità, si è fatto riferimento ai valori assunti nella sezione di mezzeria dalla curvatura e dall'abbassamento in riferimento alla condizione di snervamento dell'armatura interna ed a quella ultima:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \text{ indice di duttilità riferito all'abbassamento;}$$

$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \text{ indice di duttilità riferito alla curvatura,}$$

dove si è indicato con Δ_u l'abbassamento in mezzeria della trave nella condizione ultima, Δ_y l'abbassamento in mezzeria allo snervamento, Φ_u la curvatura nella regione a momento costante nella condizione ultima e Φ_y allo snervamento.

Gli indici di duttilità, così determinati, vengono riportati nella tabella 7, mentre in tabella 8 sono dati i rapporti degli indici di duttilità calcolati per le travi rinforzate esternamente rispetto a quello della trave di controllo.

Tabella 7. Indici di duttilità

Trave	μ_{Δ}	μ_{Φ}
A1	6.2	8.0
A1.1	1.5	1.5
A1.2	4.3	2.9
A1.3	3.5	4.0

Tabella 8. Rapporti dell'indice di duttilità delle travi rispetto a quello della trave di controllo

Trave	Δ	Φ
A1	1.00	1.00
A1.1	0.24	0.19
A1.2	0.70	0.36
A1.3	0.56	0.50

Confrontando le tabelle 4, 7 e 8 si può osservare che ad un incremento della capacità portante delle travi placcate è seguita una notevole riduzione della duttilità.

Per la trave A1.1, rinforzata con la sola lamina, nonostante ci sia stato un incremento della capacità portante del 60% rispetto a quello della trave di controllo, si è avuta, sempre in riferimento a quest'ultima, una duttilità circa quattro volte inferiore.

Un sostanziale contributo all'incremento della capacità portante e della duttilità si è avuto con l'introduzione degli ancoraggi esterni nella progettazione del sistema di rinforzo.

Le travi A1.2 e A1.3 hanno incrementato di circa l'80% la loro capacità portante rispetto a quella della trave di controllo, mentre la duttilità è stata rispettivamente pari al 50% e al 70% di quella avutasi per la trave A1.

Le travi A1.2 e A1.3 hanno, inoltre, raddoppiato la duttilità rispetto alla trave A1.1.

Dalla lettura delle tabelle 7 e 8 si evince chiaramente come il comportamento strutturale complessivo delle travi possa significativamente migliorare con una corretta progettazione e un idoneo posizionamento degli ancoraggi esterni, al fine di evitare l'innescarsi di uno dannoso scorrimento all'interfaccia lamina-calcestruzzo.

Da ciò emerge la necessità di provvedere ad una attenta ed accurata progettazione qualora si vogliano

impiegare i materiali compositi nel campo dell'ingegneria strutturale.

6. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti da questa indagine mostrano come l'applicazione della tecnica del placcaggio mediante l'impiego di materiali compositi avanzati quale il CFRP, richieda una chiara conoscenza sia delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sia delle prestazioni strutturali dell'elemento strutturale composito.

Si è osservato come una trave semplicemente placcata senza un idoneo ancoraggio esterno della lamina, sebbene possa incrementare la propria capacità di carico del 60%, trasforma una modalità di rottura duttile per flessione, in una modalità di rottura completamente fragile, che avviene per il distacco improvviso della lamina. La lamina di CFRP ha raggiunto, in questo caso, una deformazione pari al 50% di quella a rottura del materiale ed anche il calcestruzzo compresso nella trave composita ha raggiunto valori di deformazione pari a circa la metà di quelli registrati nella trave di controllo. Inoltre la duttilità della trave semplicemente placcata si è drasticamente ridotta rispetto a quella avutasi nella trave di controllo.

La progettazione degli ancoraggi esterni, contenendo lo scorrimento relativo tra la lamina di CFRP e il calcestruzzo, è essenziale per ottimizzare l'uso del CFRP e per migliorare le prestazioni strutturali e la capacità duttile dell'elemento strutturale composito.

Con un opportuno ancoraggio si è visto che la capacità di carico della trave composta può essere incrementata di circa l'80% rispetto a quella della trave di controllo. Ciò determina un incremento dell'utilizzo della lamina di CFRP, pari a circa il 75% della sua capacità ultima. Anche la duttilità della trave composta ha avuto un significativo aumento, incrementandosi dal 50% al 70% rispetto a quella della trave di controllo.

Si può concludere osservando che l'impiego dei materiali compositi nelle tecniche di rinforzo di elementi strutturale può essere consentita solo quando si ha una chiara comprensione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali coinvolti nella realizzazione dell'elemento composito e del comportamento strutturale complessivo di quest'ultimo. Solo così si potranno utilizzarsi in modo efficiente i materiali compositi, traendo adeguati benefici nel loro impiego per il rinforzo e il ripristino strutturale.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] R. L. L'HERMITE, J. BRESSON - 1967, *Beton armé par collage des armatures*, RILEM International Symposium, Synthetic Resins in Building Construction, pp. 175-203.
- [2] C. J. FLEMING, G. E. M. KING - 1967, *The development of structural adhesives for three original uses in South Africa*, RILEM International Symposium, Synthetic Resins in Building Construction, pp. 75-92.
- [3] R. N. SWAMY, R. JONES, J. W. BLOXHAM - 1987, *Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates*, *The Structural Engineer*, 65A, No. 2, pp. 59-68
- [4] R. N. SWAMY, R. JONES, A. CHARIF - 1986, *Shear adhesion properties of epoxy resin adhesives*, in: *Adhesion Between Polymer and Concrete*, Chapman and Hall, London, pp. 741-755.
- [5] T. C. TRIANTAFILLOU, N. PLEVRIS - 1992, *Strengthening of RC beams with epoxy bonded fibre-composite materials*, *Materials and Structures*, 25, pp. 201-211.
- [6] M. DEURING - 1994, *CFRP laminates in the construction industry. Strengthening Concrete Structures*, *Swiss Engineers*, No. 26.
- [7] U. MEIER - 1995, *Strengthening of structures using carbon fiber/epoxy composites*, *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 6, pp. 341-351.
- [8] R. N. SWAMY, P. MUKHOPADHYAYA - 1995, *Role and effectiveness of non-metallic plates in strengthening and upgrading concrete structures, Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures*, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium FRPRCS-2*, Ghent, L. Taerwe Ed., E & FN SPON, pp. 473-482.
- [9] F. BENCARDINO, G. SPADEA, R. N. SWAMY - 1996, *Use of non-metallic reinforcement for strengthening/rehabilitating new and deteriorating structures*, XXV AIAS National Conference - Int. Conf. On Mat. Engng, Lecce, pp. 1185-1192.