

**B) la moderna tecnologia del conglomerato
cementizio**

B1) ASPETTI TEORICI

Presidente di sessione: prof. ing. Pietro MATILDI

Relazione generale: prof. ing. Cesare FOTI

M E M O R I E

Armando Albi Marini

Istituto di Costruzioni di Ponti - Facoltà di Ingegneria

Università di Napoli

IL DIAGRAMMA σ - ϵ DEI CALCESTRUZZI AD ELEVATA RESISTENZA

SOMMARIO.

Per calcestruzzi di varia composizione, tracciate le curve complete del diagramma σ - ϵ , si confrontano i coefficienti di qualità $T = \frac{\sigma_R}{\epsilon_R}$ (I). Essi risultano maggiori per i calcestruzzi reoplastici (II) rispetto a quelli non additivati, anche nelle classi con resistenze più elevate in cui il calo di duttilità è più che compensato dall'aumento delle sollecitazioni unitarie di rottura.

SUMMARY.

For concretes of various composition, after having drawn the complete curves of the diagramm σ - ϵ , the quality coefficients $T = \frac{\sigma_R}{\epsilon_R}$ must be compared. Those of rheoplastic concretes are greater than those without admixtures, also for the classes with higher strengths in wich the loss of ductility is much more compensated by the increase of the unitary sollicitations of cracks.

1 - PREMESSA.

L'aumento della resistenza meccanica nei conglomerati cementizi comporta di norma un incremento del modulo di elasticità normale E accompagnato da una diminuzione di duttilità. Ne consegue un tipo di rottura più fragile e meno duttile. Un'accurata indagine per la valutazione esatta della duttilità dei materiali implica la conoscenza della curva completa del diagramma sforzi-deformazioni ed in particolare del suo *ramo discendente*. Tuttavia i valori degli incrementi di resistenza nella maggior parte dei casi non sono legati da rapporti di proporzionalità con l'entità dei decrementi delle deformazioni limiti, anzi sperimentalmente si verifica che le variazioni di duttilità sono dipendenti in maggior misura dalla composizione dei calcestruzzi che non dalla loro resistenza meccanica (III, IV). Tali osservazioni suggeriscono, nella scelta dei materiali per impieghi particolari (ad esempio per le strutture in zone sismiche), di non prediligere quelli con elevata resistenza, o con accentuata duttilità, ma piuttosto quelli

per i quali risulta massimo il coefficiente di Tetmayer $T = \sigma_{R\epsilon_P}$ giustamente definito *coefficiente di qualità* (I).

2 - MODALITA' DELLE PROVE.

I calcestruzzi sono stati confezionati presso il laboratorio prove e ricerche della Cementir di Bagnoli (Napoli).

Si sono realizzate 23 serie di provini ciascuna costituita da 5 cubi di lato 15 cm. e 2 cilindri di diametro 15 cm. ed altezza 30 cm. Quattro serie di otto campioni erano costituite da soli provini cubici portando così il totale a 193 elementi. Alla data di confezione dei provini (luglio 1976) si era previsto di effettuare le prove di rottura per compressione a 28 gg. per la maggior parte degli elementi cubici mentre le valutazioni del modulo elastico ed il tracciamento dei diagrammi $\sigma-\epsilon$ sarebbero dovuti avvenire non prima che fossero trascorsi 5 anni dalla data di confezione.

In realtà le prove sono state ultimate dopo la scadenza di 6 anni sia per poter confrontare le resistenze a lunga stagionatura con quelle previste dalle norme (28 gg.), sia per poter prescindere dagli errori che si commettono quando si saggiano moduli elastici e deformazioni su calcestruzzi non stagionati sufficientemente.

2.1 - Confezione degli impasti.

Una gamma piuttosto ampia degli impasti di calcestruzzo si è potuta ottenere adottando sempre la stessa curva granulometrica e tipo di inerti, ma facendo variare il tipo di cemento (Pozzolanic, Portland, Alto Forno), il titolo (325, 425) ed il dosaggio per metro cubo (300, 350, 400 kg). Si è condizionata la variabilità del rapporto acqua/cemento ai valori dello slump al cono di Abrams sempre pari a 10 e a 20 cm. Ogni tipo di impasto è stato ripetuto due volte per potere additivare una delle due serie con additivo reoplastico Rheomac 877 in ragione del 3% sul peso di cemento.

Ovviamente gli impasti reoplastici hanno richiesto un minor quantitativo di acqua per il raggiungimento di un prefissato cedimento al cono pari a quello dell'impasto di confronto (VI)(VII). Le serie dei provini sono state fatte stagionare al coperto senza adottare accorgimenti per l'umidità e la temperatura dell'ambiente al fine di simulare il più possibile quanto accade nella maggior parte delle strutture.

2.2 - Tracciamento dei diagrammi.

Le prove sono state effettuate presso il laboratorio del Dipartimento di strutture dell'Università della Calabria con impianto MFL BPS 300 dotato di dispositivo elettronico per il controllo della velocità di carico o di spostamento della traversa.

Le facce dei provini cilindrici sono state preventivamente ed accuratamente spianate mediante operazioni di rettifica meccanica.

2.2.1 - Diagramma F-S.

Sulle facce laterali dei provini sono stati disposti, con l'ausilio di appositi elementi in acciaio e su una base di misura pari a 150 mm, i tre trasduttori induttivi in dotazione all'impianto BPS 300 con corsa pari a 3 mm. Il segnale dei trasduttori che misura l'accorciamento medio della base di lettura, è stato inviato (asse delle ascisse) insieme al segnale della forza applicata (asse delle ordinate) su un registratore (x, y) della Hewlett Packard modello 7044 A mediante il quale sono stati tracciati i diagrammi F-S.

2.2.2 - Diagrammi F- ϵ

Si sono applicati, sulle facce laterali dei provini, due estensimetri a variazione di resistenza elettrica HBM tipo 60/120 LP 21 con lunghezza della base di misura pari a 60 mm. Tali estensimetri si sono collegati in circuito a ponte intero, insieme con due estensimetri compensatori, incollati su un elemento di calcestruzzo avente eguali dimensioni del provino in esame. Il segnale degli estensimetri, rilevato mediante una centralina di amplificazione HBM modello KWS 3082 è stato inviato (asse delle ascisse) insieme con il segnale di rilevamento della forza applicata (asse delle ordinate) su un altro registratore (x-y) della Hewlett Packard mod. 7044 A con il quale sono stati tracciati i diagrammi F- ϵ .

3 - RISULTATI DELLE PROVE.

Si sono raggruppati i risultati delle prove secondo classi di equivalenza di campioni tra loro simili, confrontando le resistenze unitarie a rottura σ_R , le deformazioni unitarie ϵ_R ed i coefficienti di Tetmayer dei calcestruzzi reoplastici con quelli di paragone.

Nelle Figure 1 ÷ 6 si riportano i diagrammi F-S di campioni rappresentativi di ogni gruppo, i cui risultati individuali risultano essere più prossimi al valor medio della classe di equivalenza cui appartengono. Sull'asse delle ordinate sono riportati i valori delle forze F espressi in N/mm^2 mentre sull'asse delle ascisse possono leggersi gli spostamenti S in mm, ed in scala diversa, ottenuta dividendo i valori degli spostamenti per la lunghezza della base di misura adottata ($l_0 = 150$ mm), le deformazioni unitarie ϵ .

I gruppi con indice 1 sono relativi ai provini confezionati con additivo reoplastico mentre gli altri rappresentano i calcestruzzi di confronto (tal quale).

4 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

Nella tabella riepilogativa sono riportati i risultati significativi (medie dei valori più frequenti) per ciascuna coppia di gruppi di provini. Si sono confrontate le serie dei gruppi A/A₁ aventi valori delle resistenze comprese tra 40÷50 N/mm² e deformazioni alquanto elevate; le serie dei gruppi B/B₁ con resistenze ancora piuttosto alte (30÷40 N/mm²) ma con deformazioni nettamente inferiori, ed infine i gruppi C/C₁ con σ_m tra 20÷30 e deformazioni unitarie maggiori di tutte le altre.^m

Si sono potute trarre le seguenti conclusioni :

- a) non sempre al crescere della resistenza le deformazioni unitarie diminuiscono.
- b) I coefficienti di qualità crescono sempre al crescere delle resistenze meccaniche anche quando le deformazioni unitarie toccano i valori più bassi.
- c) I cementi di alto forno conferiscono ai calcestruzzi elevate caratteristiche di duttilità pur con coefficienti di qualità modesti.
- d) I calcestruzzi reoplastici forniscono coefficienti di qualità sempre maggiori degli equivalenti non additivati. Gli incrementi sono più sensibili nelle classi di calcestruzzo con resistenze meno elevate.
- e) La perdita di duttilità, a pari incremento di resistenza, è meno sensibile nei calcestruzzi reoplastici.

L'autore ringrazia l'ing. Giuseppe Spadea del Dipartimento di Strutture della Università della Calabria che ha collaborato nella fase di sperimentazione , la MAC S.p.A. di Treviso per la fornitura degli additivi, la Cementir di Bagnoli per la fornitura dei materiali e la confezione dei calcestruzzi. In particolare rivolge i sensi della sua riconoscenza alla memoria del Dott. Raffaele Marotta del Servizio Controllo e Ricerche della Cementir, recentemente scomparso.

Napoli, febbraio 1983.

TABELLA RIEPILOGATIVA

GRUPPO	TIPO CEMENTO	DOSAGGIO CEMENTO (kg/m ³)	ADDITIVO REOPLASTICO	σ_R (N/mm ²)	$\epsilon_R \times 10^3$	$T = \epsilon_R \sigma_R$ (N/mm ²)	INCREMENTO % DELLE SERIE "1" RISPETTO ALLE SERIE DI PARAGONE
A	425 PT	400	--	44,3	16,0	7,09	
A ₁	425 PT	400	si	50,0	15,3	7,65	+ 8 %
B	425 PT	350	--	31,4	14,7	4,6	
B ₁	425 PT	350	si	40,8	14,1	5,75	+ 24 %
C	325 AF	350	--	24,0	16,6	3,98	
C ₁	325 AF	350	si	33,0	16,0	5,28	+ 32 %

BIBLIOGRAFIA

- I) A.Galli : Lezioni di Scienza delle Costruzioni, Pellerano e Del Gaudio, Napoli, 1953.
- II) M.Colleparidi-M.Corradi-M.Valente : "Low slump less superplasticized concrete", Transp. Res. Board, Int. Symp. on Superplasticizers in Concrete; Washington (1979).
- III) Johnston : "Strenght and deformation of concrete in uniaxial tension and compression", Magazine of Concrete Research, vol. 22 n.70 - 1970.
- IV) Johnston-Sidwell: "Testing concrete in tension and in compression", Magazine of Concrete , vol.20 - 1968.
- V) Hughes-Chapman : "The complete stress-strain curve for concrete in direct tension", Bulletin RILEM n.30 - 1966.
- VI) A.M. Neville : "Properties of Concrete", Pitman London , 1963.
- VII) M. Colleparidi : " Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo" , Hoepli, 1980.

GRUPPO A

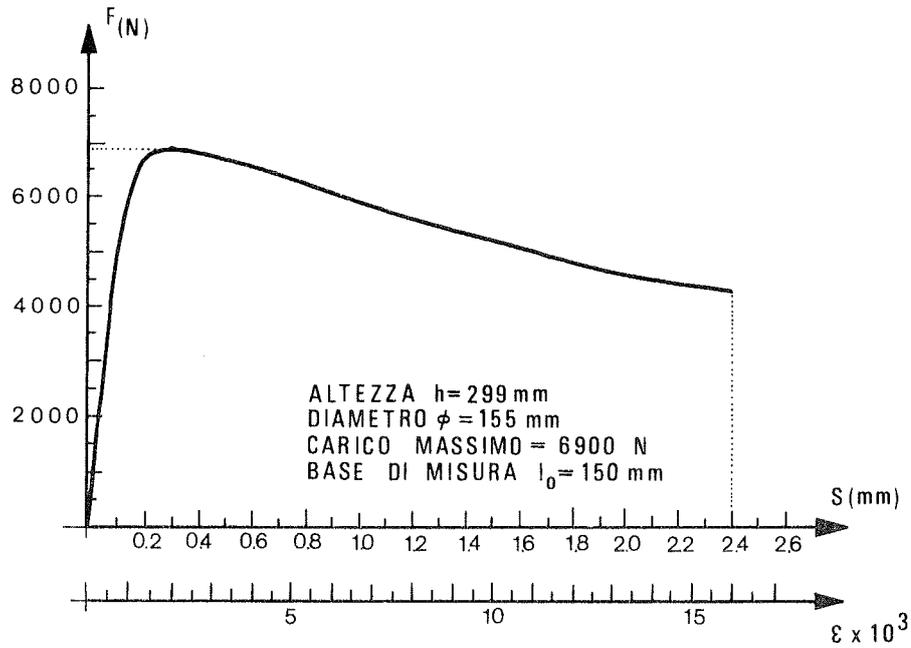


FIG. 1

GRUPPO A₁

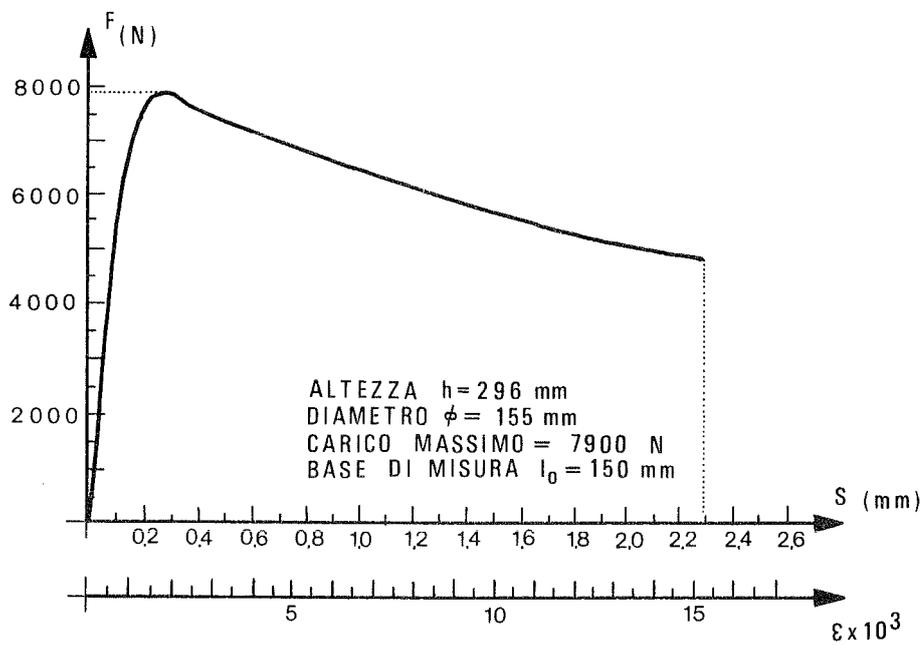


FIG. 2

GRUPPO B

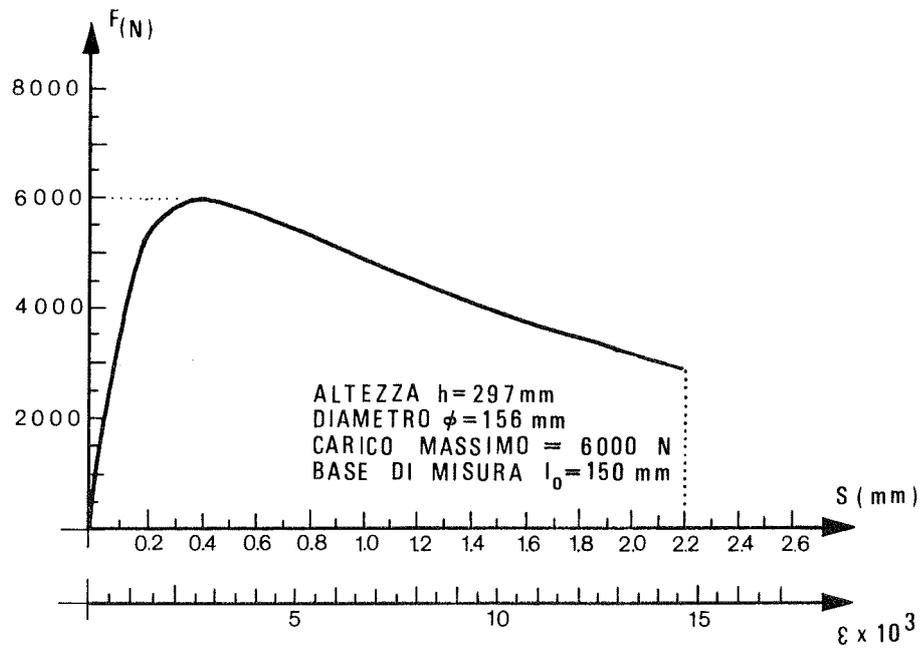


FIG. 3

GRUPPO B₁

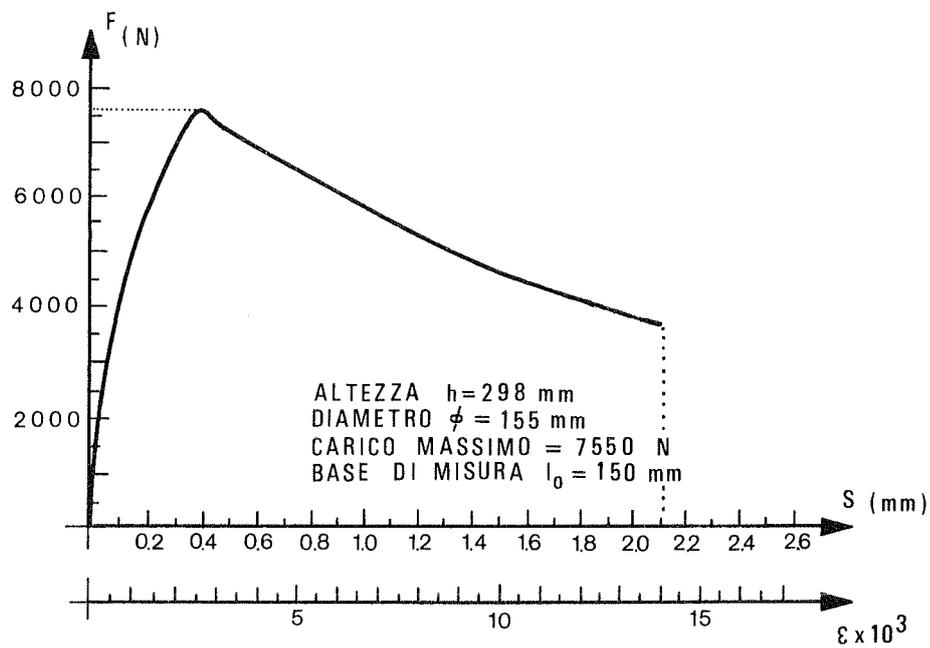


FIG. 4

GRUPPO C

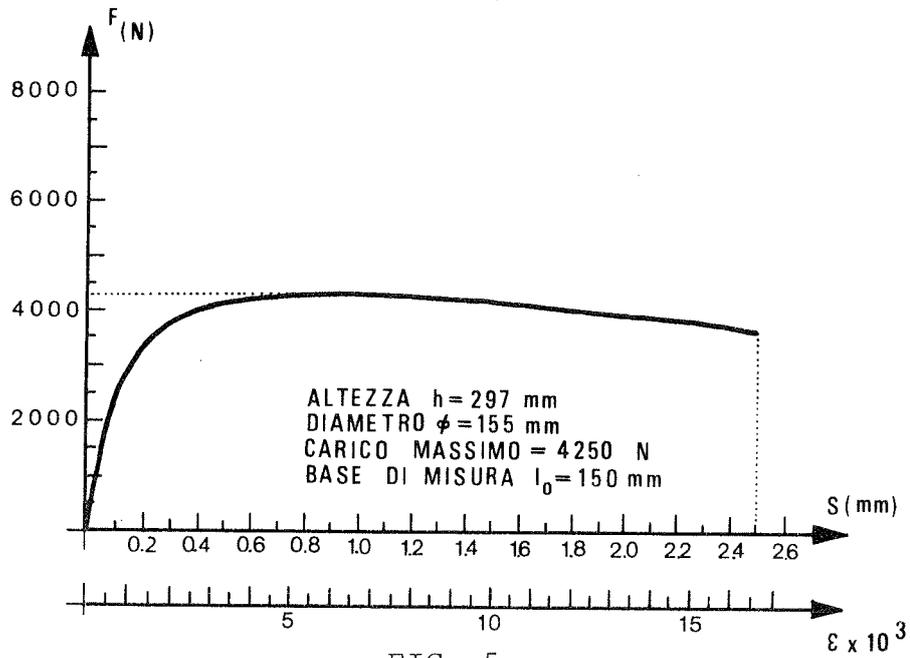


FIG. 5

GRUPPO C₁

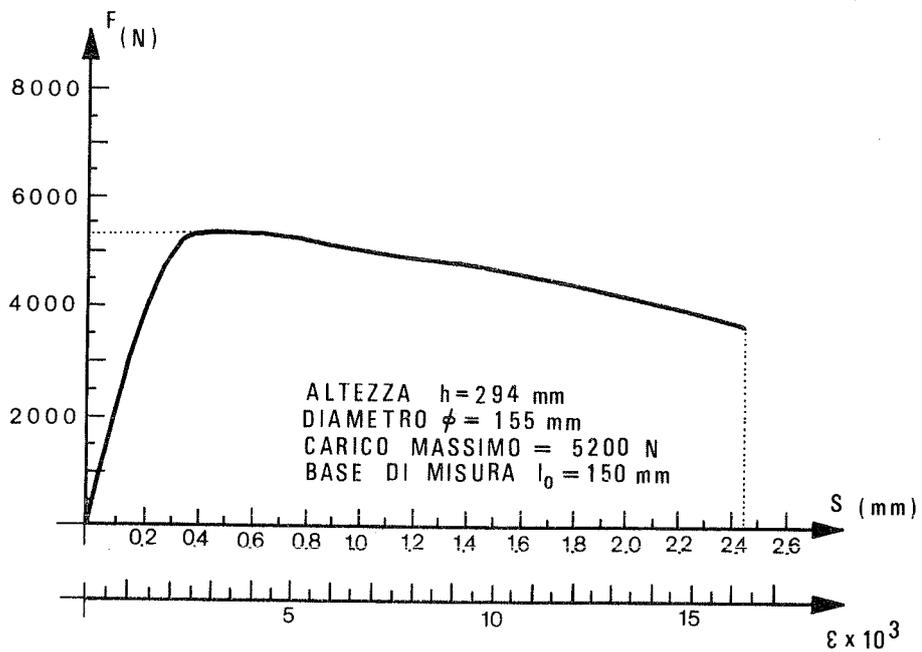


FIG. 6

CALCESTRUZZO CON SUPERFLUIDIFICANTE
IN CLIMI CALDI

Mario COLLEPARDI^(^), Mauro GUELLA^(^^) e Vincenzo MANISCALCO^(^^)

(^) Dipartimento di Scienze dei Materiali e della
Terra, Facoltà di Ingegneria, Università di
Ancona

(^^) MAC S.p.A., Treviso

SOMMARIO

Sono noti i vantaggi tecnici ed economici dei calcestruzzi fluidi preparati con un rapporto acqua/cemento relativamente basso. Tuttavia, se la lavorabilità del calcestruzzo al momento della posa in opera è diminuita eccessivamente, a causa del trasporto soprattutto in climi caldi, gran parte di questi vantaggi sono perduti. Nella relazione sono esaminati i fattori che influenzano la perdita di lavorabilità ed il modo di prevenire questi inconvenienti.

SUMMARY

It is well known that flowing concretes with a relatively low water/cement ratio present technical and economical advantages. However, particularly in hot weather, the loss of workability can occur. When this happens, the advantages for the most part are lost. In the present paper factors affecting the loss of workability are examined and the way to prevent slump loss is discussed.

1. IL CALCESTRUZZO IN CLIMA CALDO

1.1 Generalità

Il clima caldo provoca problemi di produzione, trasporto, posa in opera e stagionatura del calcestruzzo che influenzano negativamente le caratteristiche del calcestruzzo indurito.

Scopo di questo rapporto é di esaminare quali di questi problemi possono essere risolti mediante l'uso dei superfluidificanti e identificare in quali condizioni questi additivi debbono essere usati per questo specifico obbiettivo.

1.2 Effetti del clima caldo

I paragrafi 1.2.1, 1.2.2, 1.2.3 che seguono riassumono gli effetti indesiderabili del clima caldo sul calcestruzzo fresco e indurito secondo il Comitato ACI n. 205.

1.2.1 Calcestruzzo fresco

- a) Maggiore acqua di impasto.
- b) Maggiore perdita di lavorabilità e pertanto maggiore tendenza ad aggiungere acqua sul cantiere.
- c) Tempi di presa più brevi e quindi maggiore difficoltà di manipolazione, finitura e stagionatura e maggior rischio di giunti freddi.
- d) Maggiore tendenza al ritiro plastico.
- e) Maggiore tendenza a perdere parte dell'aria inglobata.

1.2.2 Calcestruzzo indurito

- f) Minore resistenza meccanica iniziale e finale dovuta all'uso di un maggior rapporto acqua/cemento ed a temperature elevate.
- g) Maggiore ritiro igrometrico dovuto al più alto rapporto acqua/cemento ed a una più alta velocità di evaporazione dell'acqua.
- h) Maggiore tendenza alle fessurazioni causate da differenze di temperatura nel calcestruzzo per il maggior sviluppo di calore iniziale.
- i) Minore durabilità per l'alto rapporto acqua/cemento e per il minor contenuto di aria inglobata.
- l) Minore uniformità del calcestruzzo superficiale.

1.2.3 Altri fattori

Secondo il Comitato ACI 305 (I) esistono altri fattori che possono complicare le operazioni in clima caldo:

- m) Cementi ad alta resistenza meccanica iniziale.
- n) Alta resistenza meccanica a compressione iniziale che quindi richiede alti contenuti di cemento.
- o) Alta percentuale di ferri d'armatura.
- p) Betoniere di notevoli dimensioni.
- q) Movimento di grosse quantità di calcestruzzo a bassa lavorabilità con pompe o nastri trasportatori.
- r) Uso di cemento espansivo per confezionare calcestruzzo a ritiro compensato.

2. SUPERFLUIDIFICANTI

Da molti anni si impiegano i fluidificanti nel calcestruzzo con cemento Portland. In genere per aggiunta di questi additivi ai dosaggi raccomandati dai produttori (0,2-0,3%) la riduzione del rapporto acqua/cemento a pari lavorabilità è poco più del 5%. Questo è del resto il minimo valore richiesto dalla ASTM C 494 per rientrare nella classificazione di superfluidificanti. Quando questi additivi sono aggiunti a pari rapporto acqua/cemento lo slump aumenta mediamente di 50 mm. In tal caso questi additivi sono comunemente chiamati fluidificanti piuttosto che riduttori d'acqua. Maggiori riduzioni d'acqua e maggiori aumenti di slump generalmente sono accompagnati da esagerati ritardi di presa dovuti agli alti dosaggi di questi additivi. Ciò è dovuto all'effetto ritardante dei componenti principali (ligninsolfonato, acidi carbossilici idrossilati) o di quelli secondari (carboidrati, zucchero) presenti negli additivi riduttori d'acqua.

I superfluidificanti sono nuovi tipi di additivi recentemente introdotti anche in Nord America, e usati in Giappone e in Europa sin dagli anni settanta. Secondo la norma ASTM C 494-80 la riduzione del rapporto acqua/cemento dovuta all'aggiunta di questi additivi è di almeno il 12%. Tuttavia, maggiori riduzioni di acqua di impasto (dal 20 al 30%), sono possibili usando i superfluidificanti a disposizione sul mercato. Negli ultimi tre anni si sono svolti molti Simposi internazionali in Canada, USA, Messico e in Europa sui superfluidificanti nel calcestruzzo (II-VII)

I superfluidificanti sono solitamente costituiti da polimeri lineari di sintesi a base di melamina solfonata o naftalina solfonata (Fig. 1), sebbene alcuni di essi comprendono ligninsolfonati modificati privati dei componenti più ritardanti (VIII-IX). I superfluidificanti a base di polimeri di sintesi possono essere usati a dosaggi più elevati (1-3%) dei tradizionali fluidificanti conseguendo una maggiore riduzione nel rapporto acqua/cemento o un maggior aumento nello slump senza presentare l'effetto collaterale e non desiderabile di un eccessivo ritardo nella presa.

2.1 Meccanismo di azione dei superfluidificanti.

Generalmente si ritiene che i superfluidificanti siano adsorbiti sulle particelle di cemento. A causa dei gruppi solfonici ($-\text{SO}_3^-$) negativi presenti nelle molecole dei superfluidificanti, le particelle di cemento si caricano negativamente e si respingono l'un l'altra. A causa di questo effetto le particelle di cemento si disperdono meglio (Fig. 2) e la miscela di calcestruzzo diventa più fluida. Alcuni autori (X-XI) hanno provato che l'aggiunta di superfluidificanti a base di polimeri di melamina solfonata o di naftalinsolfonato, provoca un notevole cambiamento del potenziale zeta. Tuttavia, Collepari, Corradi e Valente (XII) in studi recenti, hanno concluso che è l'adsorbimento dei superfluidificanti sulle particelle di cemento, piuttosto che il cambiamento di potenziale zeta, a provocare l'effetto fluidificante.

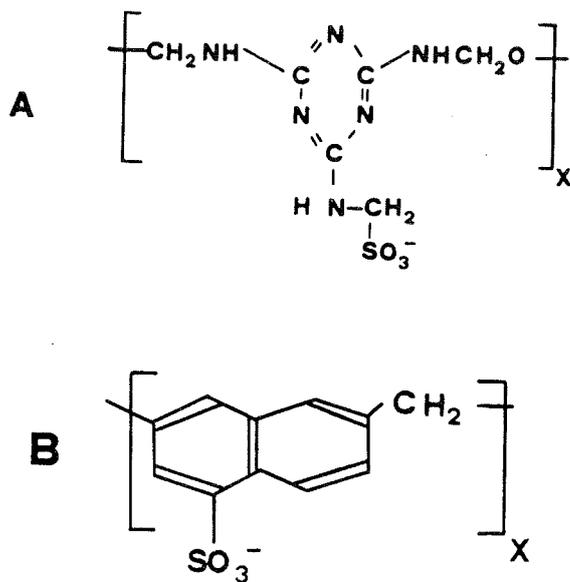


Fig. 1 Polimeri solfonati di melamnina (A) e naftalina (B).

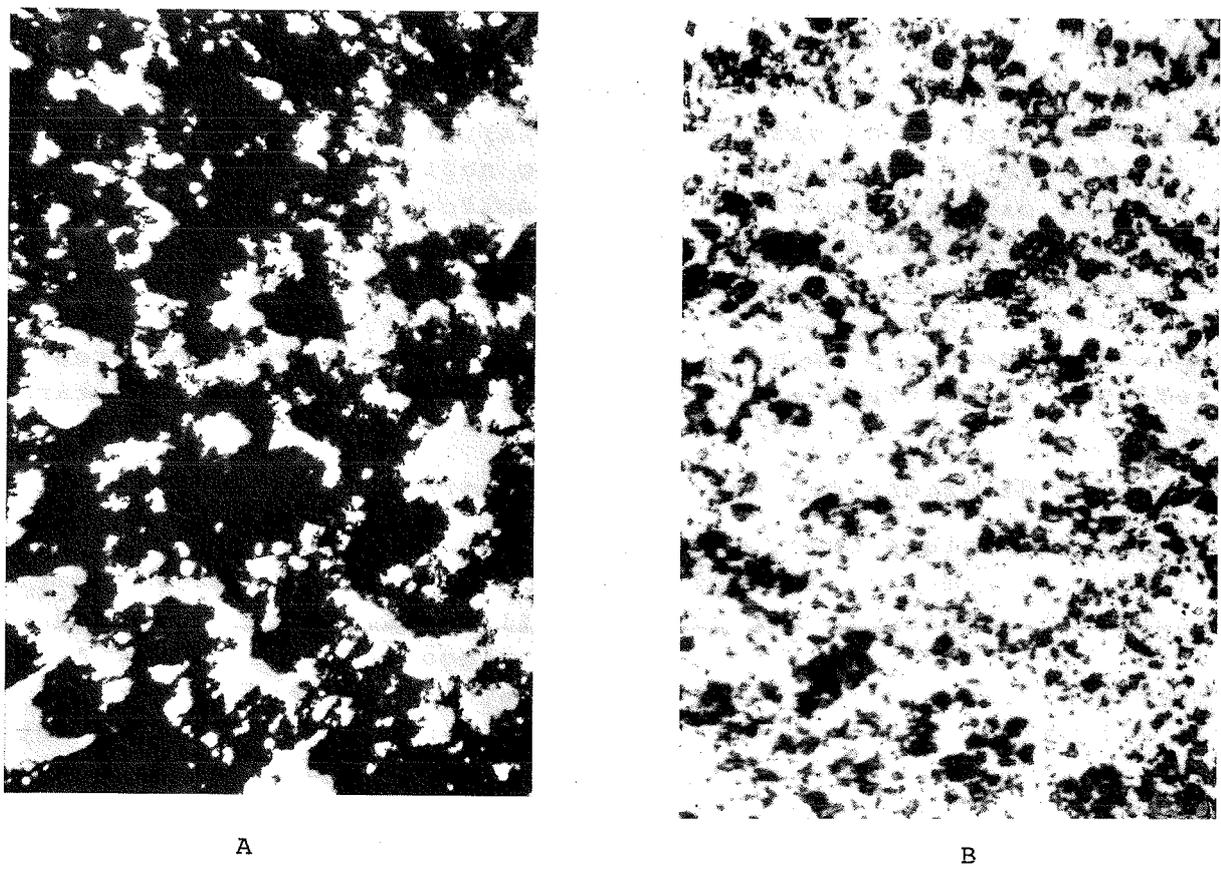


Fig. 2 Dispersione di particelle di cemento prima (A) e dopo (B) l'aggiunta di un superfluidificante.

2.2 Metodi di utilizzazione dei superfluidificanti.

Esistono tre possibili modi di utilizzare questi additivi:

- a) Produrre calcestruzzi con rapporti acqua/cemento molto più bassi per aumentare la resistenza meccanica, la durabilità, l'impermeabilità, ecc. In linea di massima è possibile ridurre - a pari lavorabilità ed a pari dosaggio di cemento - l'acqua di impasto dal 20% al 30% con incrementi di resistenza meccanica dal 50 al 100% rispetto ai calcestruzzi non additivati. Gli effetti sono tanto più marcati quanto più alto è il contenuto di cemento. In questo tipo di applicazione la migliore denominazione di questi additivi è "super-riduttori d'acqua".
- b) Produrre calcestruzzi molto più fluidi. In questo tipo di applicazione la migliore terminologia di questi additivi è "superfluidificanti". A seconda del dosaggio e del tipo di additivo, a pari dosaggio di cemento e pari acqua di impasto, è possibile aumentare lo slump da circa 75 a 200 mm, o da 20 a 250 mm. E' possibile in sostanza produrre calcestruzzi autolivellanti con eccellenti caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche paragonabili a quelle di un calcestruzzo asciutto.
- c) Produrre calcestruzzi con minor dosaggio di cemento. A pari rapporto acqua/cemento è possibile ridurre sia il dosaggio di cemento che l'acqua di impasto, in modo da non modificare né la resistenza meccanica né la lavorabilità. Questo tipo di applicazione - particolarmente adatto per alti dosaggi di cemento, diciamo oltre 400 Kg/m³ - risulta economicamente conveniente laddove il costo del cemento, come per esempio in Medio Oriente, è particolarmente elevato rispetto al costo degli additivi. Tuttavia esistono anche importanti ragioni tecniche, particolarmente in climi caldi, per evitare eccessivi contenuti di cemento: ridurre il calore di idratazione, le fessurazioni di natura termo-differenziale, il ritiro plastico e quello igrometrico.

E' ovviamente anche possibile utilizzare questi additivi per conseguire una combinazione dei tre summenzionati effetti.

2.3 Il mix-design nei calcestruzzi con superfluidificante

Sè l'additivo è impiegato per ridurre solo l'acqua di impasto (metodo a nel paragrafo 2.2), o per ridurre sia l'acqua di impasto che il contenuto di cemento (metodo c nel paragrafo 2.2), non è richiesta alcuna particolare modifica nel proporzionamento della miscela, purché la quantità di inerte venga automaticamente aumentata per rimpiazzare il volume di acqua e/o cemento.

Se invece, l'additivo è usato come superfluidificante per trasformare un calcestruzzo asciutto in un calcestruzzo autolivellante è necessario tener conto di due modifiche:

1. Aumentare la percentuale di sabbia di circa il 5%, oppure aggiungere la cenere volante (XIII). Tale aggiunta è particolarmente necessaria nel caso di impasti relativamente magri (con un contenuto di cemento minore di 300 Kg/m³) per evitare la segregazione ed

il bleeding.

2. Aumentare il dosaggio di agente aerante, per i calcestruzzi che debbano resistere ai cicli di gelo-disgelo, al fine di compensare la perdita di aria nei calcestruzzi fluidi (XIV).

E' consigliabile fare degli impasti di prova per arrivare al giusto proporzionamento per la sabbia ed il volume di aria.

2.4 Perdita di lavorabilità

La lavorabilità del calcestruzzo diminuisce sempre con il trascorrere del tempo, particolarmente nei climi caldi. In generale il fenomeno è più accentuato in presenza dei superfluidificanti. La velocità di perdita di lavorabilità dipende dal tipo di superfluidificante e dal suo dosaggio, dal tipo di cemento e dalla temperatura del calcestruzzo. Tutti questi aspetti del problema sono specificatamente discussi, per i calcestruzzi in climi caldi, nel paragrafo 3.2.

2.5 Influenza dei superfluidificanti sul calcestruzzo indurito.

In generale tutti gli aspetti dei superfluidificanti sul calcestruzzo indurito, dipendono sostanzialmente dal minor rapporto acqua/cemento e/o dalla maggiore lavorabilità. Essi sono schematicamente riassunti in Tabella 1. Malhotra (XIII) ha recentemente pubblicato un rapporto sulle proprietà dei calcestruzzi con superfluidificanti.

Per quanto concerne lo specifico effetto dei superfluidificanti sul calcestruzzo indurito, confezionato in clima caldo, esso è discusso nei paragrafi da 4.1 a 4.5.

Tabella 1 Proprietà dei calcestruzzi con superfluidificante in confronto a quelli senza additivo.

Resistenza meccanica e modulo elastico più alti (13, 16, 20)

Aderenza ai ferri di armatura più alta (16)

Protezione dei ferri di armatura più alta (25)

Resistenza all'attacco solfatico più alta (22, 23)

Resistenza ai cicli di gelo-disgelo più alta (13, 20)

3. EFFETTI DEI SUPERFLUIDIFICANTI SUL CALCESTRUZZO FRESCO IN CLIMI CALDI

Verranno ora esaminati gli effetti dei superfluidificanti sui fattori a), b), c), d) ed e) del paragrafo 1.2.1 riguardanti il calcestruzzo fresco.

3.1 Effetto dei superfluidificanti sull'acqua di impasto in climi caldi.

La Fig. 3 mostra la richiesta d'acqua in funzione della temperatura

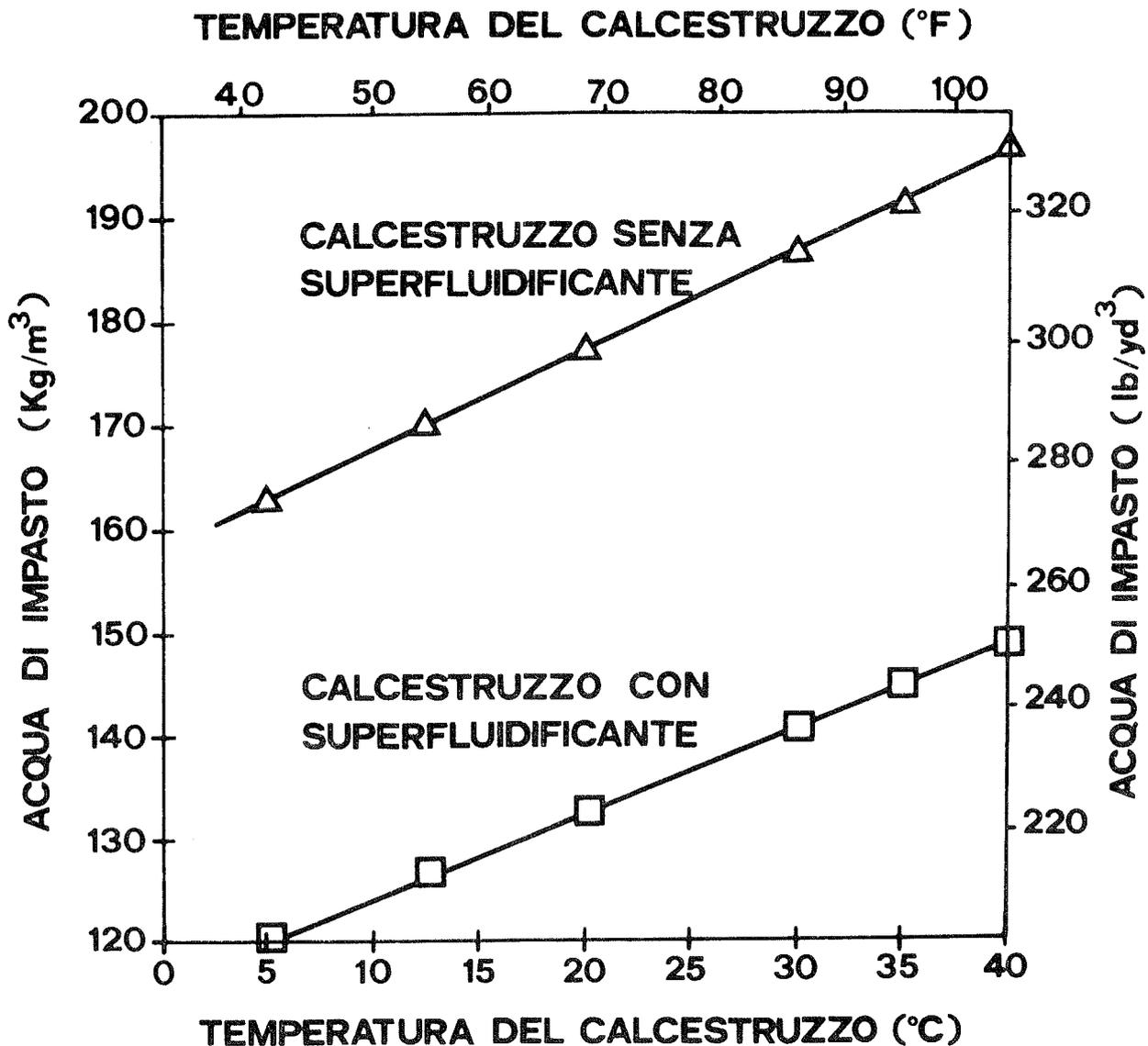


Fig. 3 Richiesta d'acqua a diverse temperature.
 Diametro massimo della ghiaia = 25 mm. Modulo di finezza della sabbia = 2,8. Contenuto di Cemento Portland ordinario = 330 Kg/m³ (556 lb/yd³). Superfluidificante (Rheobuild 716) = 0.9% in peso del cemento . Slump = 75 mm (3 in).

del calcestruzzo per impasti normali ed impasti con superfluidificanti aventi uno slump di 75 mm. L'aggiunta di un superfluidificante a base di naftalensolfonato, ha consentito di ridurre l'acqua di impasto del 25% circa. Aumentando la temperatura da 20° C a 40° C, la quantità di acqua di impasto passa da 177 Kg/m³ a 197 Kg/m³ nel caso della miscela normale e da 132 Kg/m³ a 148 Kg/m³ nel caso del calcestruzzo con superfluidificante. Pertanto i calcestruzzi con superfluidificante in climi caldi, diciamo a 35-40° C, necessitano di una minore quantità di acqua di impasto rispetto agli impasti normali alle tempe

rature normali, vale a dire tra 20-25° C circa. Ciò significa che, per quanto concerne la richiesta d'acqua, l'uso di acqua fredda o di ghiaccio, come é raccomandato dal Comitato ACI 305 per i climi caldi, non diventa strettamente necessario, se si impiegano calcestruzzi con superfluidificante.

3.2 Effetto dei superfluidificanti sulla perdita di lavorabilità nei climi caldi.

E' opinione comune che i calcestruzzi con superfluidificante perdano lavorabilità più rapidamente di quelli senza additivo e che questo problema sia aggravato nei climi caldi. Tuttavia la scelta di opportuni superfluidificanti (paragrafo 3.2.1) può mitigare notevolmente gli inconvenienti della perdita di lavorabilità. Inoltre, é di particolare importanza, per risolvere questo problema, impiegare questi additivi come superfluidificanti per migliorare la lavorabilità piuttosto che come super-riduttori d'acqua (paragrafo 3.2.3). Seguendo questi accorgimenti é stato possibile impiegare pompe o nastri trasportatori per il movimento di grandi quantità di calcestruzzo con superfluidificante, non solo in condizioni climatiche pressoché normali, ma anche in climi particolarmente caldi, come in Medio Oriente.

3.2.1 Effetto della temperatura sulla perdita di lavorabilità.

In generale, un aumento di temperatura fa aumentare sensibilmente la velocità di perdita di lavorabilità. La Tabella 2 mostra l'influenza

Tabella 2 Influenza della temperatura e del tipo di superfluidificante sulla perdita di slump (mm). Contenuto di cemento Portland ordinario = 310 Kg/m³ (522 lb/yd³). Diametro massimo dell'inerte = 25 mm. Additivo a base di NSP = 0.9% del cemento.

Tempo (min)	Superfluidificante tipo F (1) (ASTM C 494 - 80)			Superfluidificante tipo G (2) (ASTM C 494 - 80)		
	5 C(41 F)	20 C(68 F)	40 C(104 F)	6 C(43 F)	21 C(70 F)	39 C(102 F)
0	225	215	220	220	220	220
30	200	180	90	210	200	220
45	190	140	45	205	200	180
60	165	60	25	210	190	155
120	145	20	0	200	165	110

(1) Tipo F = normale

(2) Tipo G = ritardante

del tipo di superfluidificante e della temperatura sulla perdita di lavorabilità di calcestruzzi trasportati in autobetoniera con temperature ambientali comprese tra 5° C e 40° C. Anche se ciò non é sempre vero, in generale più alto é il dosaggio del superfluidificante mino-

re é la perdita di lavorabilità.

3.2.2 Effetto della composizione del cemento sulla perdita di lavorabilità.

Alcuni dati sperimentali (XVI) indicano che un maggior contenuto di C_3A fa aumentare la perdita di lavorabilità, mentre un contenuto di SO_3 maggiore di quello normalmente impiegato fa diminuire la velocità di perdita di lavorabilità (XVII). Tuttavia, l'aspetto più importante riguarda la tendenza alla falsa presa dei cementi. In genere cementi stoccati più a lungo, e quindi più sottoposti all'areazione ed al contatto dell'anidride carbonica, presentano una maggior velocità di perdita di lavorabilità indipendentemente dall'aggiunta di superfluidificante.

Il controllo della falsa presa dei cementi mediante la Norma ASTM 451-75 (su pasta) o meglio mediante la norma ASTM C 359-69 (su malta) dovrebbe essere presa in maggior considerazione nei climi caldi, se si vuole contribuire ad una radicale soluzione del problema riguardante la perdita di lavorabilità. Infatti, la tendenza alla falsa presa del cemento, particolarmente nei climi caldi, aggrava sensibilmente il problema della perdita di lavorabilità.

3.2.3 Effetto della lavorabilità iniziale sulla perdita di lavorabilità.

I dati riportati in Tabella 3 mostrano la grande influenza della lavorabilità iniziale sulla perdita di lavorabilità di calcestruzzi con e senza superfluidificante di tipo ritardante. Si può vedere come ad una maggiore perdita di lavorabilità iniziale corrisponda una minore velocità di perdita di lavorabilità. In particolare, per lavorabilità iniziali corrispondenti a 100-175 mm la velocità di perdita di lavorabilità dei calcestruzzi con superfluidificante é maggiore rispetto agli impasti normali. Tuttavia, per lavorabilità iniziali corrispondenti a calcestruzzi fluidi con slump di 225-250 mm, la velocità di perdita di lavorabilità é leggermente inferiore a quella degli impasti normali. Quest'aspetto del problema é particolarmente importante per i calcestruzzi in clima caldo, per i quali si raccomanda quindi di utilizzare il superfluidificante più per aumentare la fluidità fino a valori di 225-250 mm, piuttosto che come riduttori d'acqua per calcestruzzi di consistenza plastica. D'altra parte al contrario dei calcestruzzi fluidi senza superfluidificanti, i calcestruzzi autolievellanti con superfluidificante, purché privi di segregazione (paragrafo 2.3), possono essere facilmente pompati.

In conclusione l'impiego di superfluidificanti, purché di tipo ritardante costituisce un utilissimo ausilio non solo per migliorare la lavorabilità del calcestruzzo senza dover aumentare l'acqua d'impasto, ma anche per conservare meglio la lavorabilità senza dover ricorrere ad ulteriori aggiunte di acqua nel cantiere.

3.3 Effetto dei superfluidificanti sui tempi di presa.

I tempi di presa risultano notevolmente ridotti alle alte temperature. Ciò crea difficoltà in climi caldi per quanto concerne la vibrazione

Tabella 3 Influenza della lavorabilità sulla perdita di lavorabilità. Contenuto di cemento = 330 Kg/m³ (555 lb/yd³) per tutti i calcestruzzi ad eccezione del D dove il contenuto di cemento é stato 343 Kg/m³ (578 lb/yd³). Tipo di superfluidificante = G (ASTM C 494-80). Dosaggio di additivo = 0.87/100 Kg di cemento.

Calcestruzzo	A con superflui- dificante	A' senza superflui- dificante	B con superflui- dificante	B' senza superflui- dificante	C con superflui- dificante	C' senza superflui- dificante	D con superflui- dificante
Acqua di impasto							
(kg/m ³)	165	208	172	228	178	247	172
(lb/yd ³)	278	350	289	383	300	416	289
A/C	0.50	0.63	0.52	0.69	0.54	0.75	0.50
Resistenza mec- canica a com- pressione (28 g)							
(N/mm ²)	42	28	40	25	38	22	40
(psi)	6090	4060	5800	3630	5510	3190	5800
TEMPO (ore)							
					SLUMP (mm)		
0.0	115	120	185	180	240	240	240
0.5	30	85	120	130	220	215	220
1.0	15	30	40	110	220	210	210
1.5	0	15	20	65	210	180	210
2.0	0	0	10	25	205	130	200
2.5	0	0	0	5	180	100	175
3.0	0	0	0	0	140	55	130

del calcestruzzo e la sua finitura. Esistono inoltre rischi maggiori di avere giunti freddi. Secondo la norma ASTM C 494-80 i superfluidificanti possono essere di due tipi: F o G. In Tabella 4 sono riassunte le variazioni nei tempi di presa richieste dalla norma ASTM C 494-80.

Tabella 4 Tempi di presa. Deviazioni consentite dalla specifica ASTM C 494-80 rispetto al calcestruzzo non additivato

Deviazione consentita (h : min)	Superfluidificante	Superfluidificante
	Tipo F	Tipo G
Iniziale : al meno	...	1:00 dopo
non più di	1:00 prima né 1:30 dopo	3:30 prima
Finale : al meno
non più di	1:00 prima né 1:30 dopo	3:30 dopo

In genere é sempre possibile trovare, per ogni superfluidificante, un adeguato dosaggio tale che la variazione del tempo di presa rispetto all'impasto senza additivo, rientri nei limiti indicati in Tabella 4 e che soddisfi anche tutti gli altri requisiti della Norma ASTM C 494-80. Tuttavia, in linea di massima il dosaggio richiesto per rientrare nei limiti imposti dalla Tabella 4 difficilmente consente anche di risolvere i reali problemi sul cantiere quando si lavora in climi caldi.

Quest'aspetto del problema é di carattere generale e non riguarda solo i superfluidificanti. Dal punto di vista pratico, é interessante notare che Daugherty e Kowaleski (X), in un'indagine riguardante l'azione di 30 additivi commerciali o preparati in laboratorio su diversi cementi a temperature comprese tra 21,1 e 43,3° C, hanno messo in evidenza l'inadeguatezza della norma ASTM C 494-68 che definisce la categoria degli additivi ritardanti. Questa norma in realtà é stata concepita per i cementi Portland normali da idratare a temperatura ambiente (23° C). Quando si impiegano cementi diversi e si lavora a temperature più elevate, per esempio a 30-50° C, le quali appunto richiedono l'impiego di un additivo ritardante, la norma risulta inadeguata.

Si verifica spesso, per esempio, che un additivo ritardante, il quale risponde a tutti i requisiti della norma ASTM, di fatto non sia poi in grado di garantire il ritardo richiesto dalle condizioni pratiche di impiego per le particolari condizioni climatiche e le esigenze di lavoro. Per esempio, se occorre trasportare il calcestruzzo in auto-

betoniera per 2-3 ore a 30-40° C, senza perdere significativamente la lavorabilità dell'impasto, è necessario impiegare additivi molto più ritardanti di quelli previsti dalla norma ASTM.

In generale, è possibile controllare l'entità del ritardo attraverso il dosaggio di additivo, ma è sempre consigliabile procedere a delle prove preliminari per verificare l'azione dell'additivo sul particolare cemento da impiegare e nelle condizioni sperimentali le più vicine a quelle di lavoro.

I superfluidificanti di tipo G possono prolungare i tempi di presa entro limiti piuttosto ampi e superiori anche a quelli previsti dalla norma ASTM C 494-80 che prevede di effettuare le prove a 23 ± 1,7° C. Ciò diventa particolarmente importante in climi caldi dove, a causa delle elevate temperature, un ritardo di presa di 3 ore e 30 min rispetto all'impasto senza additivo (Tabella 4), può non essere sufficiente a risolvere il problema.

In Tabella 5 è mostrato l'effetto dell'aggiunta di un superfluidificante di tipo G a diverse temperature. Si può osservare che questo tipo di additivo provoca un ritardo nei tempi di presa. L'effetto è tanto più marcato quanto più alto è il dosaggio dell'additivo.

Tabella 5 Influenza di un superfluidificante di tipo G (ASTM C 494-80) sui tempi (h:min) di presa a diverse temperature.

Temperatura	Senza additivo			Con additivo (0.7%)			Con additivo (1.1%)		
	5 C (41 F)	20 C (68 F)	38 C (100 F)	5 C (41 F)	20 C (68 F)	38 C (100 F)	5 C (41 F)	20 C (68 F)	38 C (100 F)
Iniziale (h:min)	9:10	4:05	2:10	13:10	5:50	3:25	17:25	7:45	4:20
Finale (h:min)	12:20	5:40	3:45	18:05	7:05	4:55	20:10	9:30	5:50

3.4 Effetto dei superfluidificanti sul ritiro plastico

Le fessurazioni da ritiro plastico si formano quando la velocità di evaporazione è maggiore della velocità alla quale l'acqua di bleeding risale alla superficie del calcestruzzo. L'evaporazione dell'acqua risulta in genere favorita in climi caldi e ciò rende più grave il problema delle fessurazioni da ritiro plastico.

In generale un'alta temperatura del calcestruzzo, un'alta temperatura dell'aria, con vento forte ed una bassa umidità provocano una rapida evaporazione. Esistono tabelle (X) che indicano le temperature dell'aria che possono diventare critiche

per le fessurazioni da ritiro plastico a diversi gradi di umidità relativa. Quando la velocità di evaporazione è maggiore di $1 \text{ Kg/m}^2/\text{h}$ è necessario ricorrere a precauzioni che consentono di ridurre al minimo l'evaporazione, soprattutto nelle prime ore successive al getto. Queste precauzioni, che sono descritte in dettaglio nel riferimento (I), debbono essere prese in climi caldi anche quando si adoperano calcestruzzi con superfluidificanti. In altre parole, il fatto di aver ridotto l'acqua di impasto e/o la quantità di cemento con l'aggiunta dell'additivo riduttore d'acqua non deve assolutamente far trascurare di inumidire il terreno sottostante e i casseri, di bagnare il calcestruzzo messo in opera, di coprire con materiali saturi d'acqua tutte le superfici esposte o di applicare membrane stagionanti, ecc.

3.5 Effetto dei superfluidificanti sul contenuto d'aria del calcestruzzo fresco.

In generale l'alta temperatura dei climi caldi favorisce l'eliminazione dell'aria inglobata nel calcestruzzo fresco. Questo problema può essere aggravato dall'impiego di alcuni superfluidificanti per produrre calcestruzzi fluidi (XX). Si raccomanda pertanto di aumentare leggermente il dosaggio di aerante allo scopo di ottenere il desiderato contenuto d'aria per confezionare calcestruzzi resistenti al gelo.

4. EFFETTO DEI SUPERFLUIDIFICANTI SUI CALCESTRUZZI INDURITI IN CLIMI CALDI.

Nel seguito vengono esaminati gli effetti dei superfluidificanti sui fattori *f*), *g*), *h*), *i*), *l*), del paragrafo 1.2.2.

4.1 Influenza dei superfluidificanti sulla resistenza meccanica in climi caldi.

In Fig. 4 sono mostrate le resistenze a compressione di calcestruzzi con e senza un superfluidificante di tipo G a diverse temperature ed alla stessa lavorabilità. A causa dell'effetto ritardante di questo additivo la resistenza meccanica del calcestruzzo con superfluidificante alle brevi stagionature (1 giorno) ed alle basse temperature (5°C) risulta leggermente inferiore nonostante la riduzione del rapporto acqua/cemento. Tuttavia, già dopo qualche giorno il calcestruzzo con superfluidificante dà una resistenza meccanica considerevolmente più alta di quella del calcestruzzo senza additivo anche alle basse temperature. Al contrario, alle temperature più alte ($20-35^\circ \text{C}$) l'aggiunta di un superfluidificante di tipo ritardante provoca un considerevole incremento della resistenza a compressione, sia alle brevi che alle lunghe stagionature, nonostante il ritardo nei tempi di presa (Tabella 5).

In ogni caso l'impiego di un adatto superfluidificante in climi caldi consente di: a) ottenere un calcestruzzo più fluido; b) di conservare meglio la lavorabilità; c) di ritardare i tempi di presa; d) di aumentare la resistenza meccanica sia alle brevi che alle lunghe stagionature. Questi vantaggi sono schematicamente riassunti nei dati della Tabella 6 che riguardano l'aggiunta di un superfluidificante di tipo G in parte per aumentare lo slump da 100 a 220 mm ed in parte per ri-

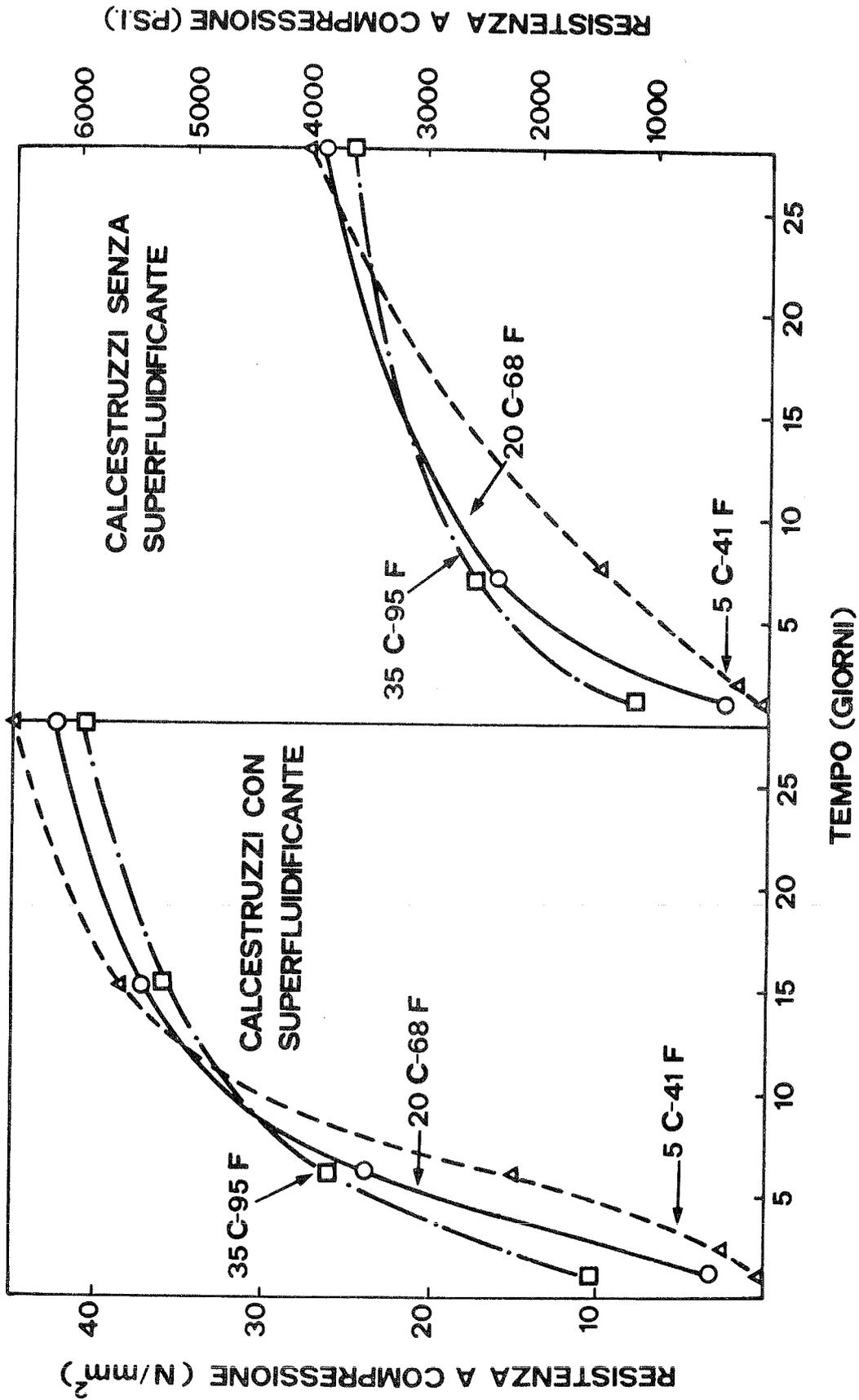


Fig. 4 Resistenza meccanica di calcestruzzi con e senza additivo a diverse temperature. Contenuto di cemento Portland ordinario = 320 Kg/m³ (540 lb/yd³). Slump = 240 mm (9,5 in). Superfluidificante di tipo G = 1% in peso del cemento.

Tabella 6 Dati tipici di un calcestruzzo con e senza superfluidificante tipo G (ASTM C 494-80). L'additivo é aggiunto per migliorare sia la lavorabilit  che ridurre il rapporto acqua/cemento.

	Calcestruzzo senza additivo	Calcestruzzo con additivo
Acqua/cemento	0.55	0.49
Acqua di impasto (Kg/m ³)	193	147
Cemento Portland ordinario (Kg/m ³)	350	300
Sabbia (Modulo di Finezza = 2.8) (Kg/m ³)	600	750
Ghiaia (25 mm) (Kg/m ³)	1202	1200
Superfluidificante (l/m ³)	---	2.7
Peso Specifico (Kg/m ³)	2345	2400
Slump: subito dopo la miscelazione (mm)	100	220
Slump: 1 ora dopo la miscelazione (mm)	50	190
Tempi di Iniziale presa Finale (ore : min)	5:10 8:20	8:40 10:10
Resistenza a 3 giorni compressione 28 giorni (N/m ²)	15.5 35.0	20.5 43.6

durre il rapporto acqua/cemento da 0,55 a 0,49.

4.2 Influenza dei superfluidificanti sul ritiro igrometrico.

I dati sul ritiro di calcestruzzi con superfluidificante indicano che in generale esso é pari o inferiore al ritiro dei calcestruzzi di riferimento (XIII). Quando si usano i superfluidificanti per ridurre l'acqua di impasto, il ritiro igrometrico é leggermente inferiore (X-XI). Quando i superfluidificanti vengono impiegati per diminuire sia l'acqua di impasto che il contenuto di cemento (XXII) si ottengono maggiori riduzioni del ritiro igrometrico. Tuttavia Brooks, Wainwright e Neville hanno ottenuto alcuni contrastanti risultati. In un caso essi hanno trovato che l'aggiunta di un superfluidificante a pari rapporto acqua/cemento non modifica il ritiro di un calcestruzzo (XXIII). In un secondo caso (XXIV), invece, essi hanno trovato che lo stesso superfluidificante, aggiunto per ridurre il rapporto acqua/cemento, provocava un lieve aumento del ritiro rispetto a quello del calcestruzzo senza additivo.

4.3 Influenza dei superfluidificanti sulle fessurazioni di natura termo-differenziale.

La temperatura alta del calcestruzzo fa aumentare la velocità d'idratazione del cemento alle brevi stagionature. Di conseguenza, la velocità di sviluppo del calore di idratazione alle brevi stagionature, aumenta ulteriormente nei climi caldi. In particolare, nei getti di grande dimensione, quando la temperatura é alta, possono più facilmente verificarsi sensibili differenze tra la temperatura interna e quella esterna tali da causare fessurazioni.

L'uso dei superfluidificanti per ridurre sia il dosaggio di cemento che l'acqua di impasto (paragrafo 2.2.c) consente di ridurre il calore di idratazione in misura proporzionale alla riduzione del contenuto di cemento.

Nel caso in cui si adoperi un superfluidificante ritardante (tipo G), oltre al beneficio derivante dalla riduzione del cemento, si verifica anche una più lenta idratazione del cemento e quindi un ulteriore rallentamento nello sviluppo di calore. L'influenza dell'effetto ritardante e del più basso contenuto di cemento sull'aumento di temperatura all'interno di un calcestruzzo é mostrata in Fig. 5. In Tabella 7 sono mostrate le caratteristiche dei calcestruzzi riportati in Fig. 5. Si può osservare che impiegando il superfluidificante é possibile ridurre il contenuto di cemento da 350 Kg/m^3 a 300 Kg/m^3 con una conseguente riduzione nella salita della temperatura da 16° C a 12° C migliorando inoltre sia la resistenza meccanica che la lavorabilità.

4.4 Influenza dei superfluidificanti sulla durabilità del calcestruzzo in climi caldi.

Nel seguito viene discussa l'influenza dei superfluidificanti sulla durabilità intesa come capacità del calcestruzzo a resistere agli attacchi dei solfati e dei cloruri, ed ai cicli di gelo e disgelo.

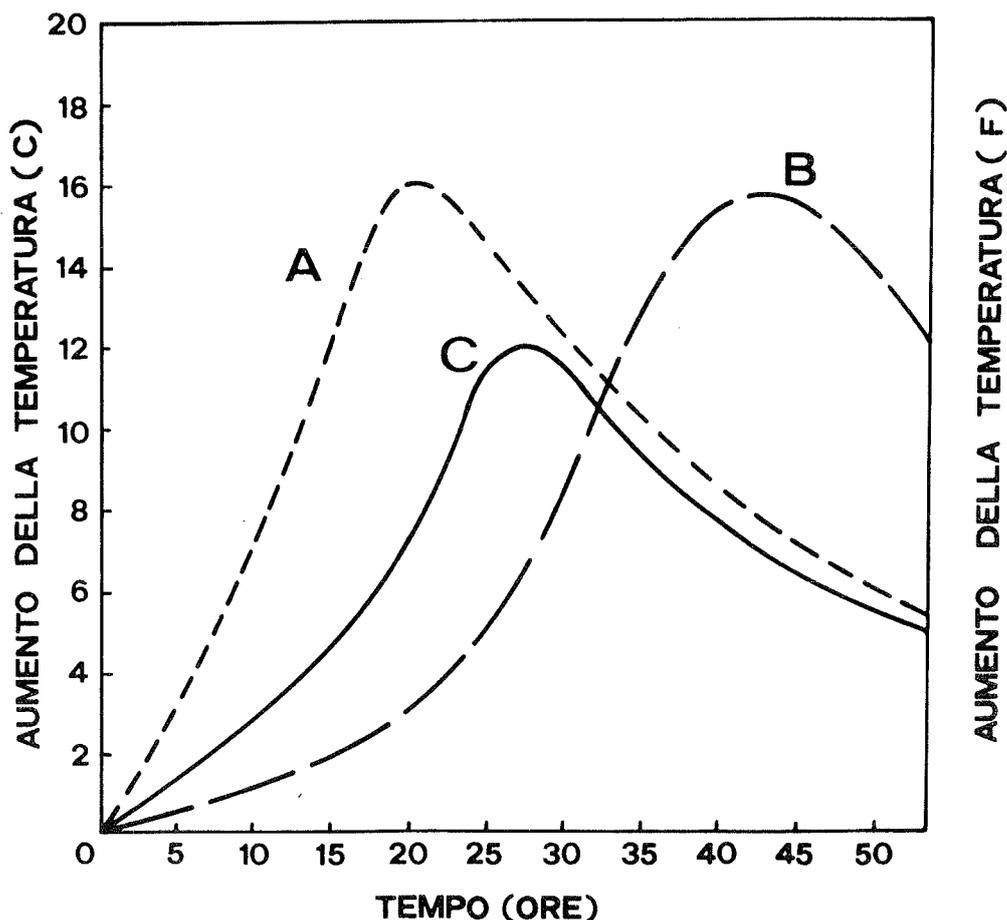


Fig. 5 Aumento della temperatura in funzione del tempo. La temperatura é stata misurata nel centro di un cilindro di calcestruzzo (altezza = 80 cm; diametro = 55 cm) protetto termicamente con polistirolo espanso (spessore 5 cm). La composizione dei tre calcestruzzi é mostrata in Tabella 7.

Tabella 7 Proporzionamento e proprietà dei calcestruzzi riguardanti la Fig. 5 (Inerte grosso = 25 mm; Modulo di finezza della sabbia = 2.8)

Calcestruzzo	Superfluidificante	Rapporto acqua/cemento	Slump (mm)	Contenuto di cemento Portland ordinario (Kg/m ³)	Resistenza meccanica a compressione (N/mm ²)		
					3 gg	7 gg	28 gg
A	---	0.55	100	350	15.5	23.6	35.0
B	1 %	0.42	100	350	25.1	40.0	53.6
C	1 %	0.49	220	300	20.5	32.9	43.6

4.4.1 Resistenza all'attacco solfatico

A causa della maggior richiesta d'acqua, e quindi del maggior rapporto acqua/cemento, la resistenza all'attacco solfatico dei calcestruzzi messi in opera in climi caldi é generalmente molto bassa. Anche impiegando un cemento resistente ai solfati (Tipo II e Tipo V) il rapporto acqua/cemento dovrebbe sempre rimanere al di sotto di certi limiti: 0,45 o 0,50 a seconda che si seguano le raccomandazioni del Comitato ACI 201 o 211 rispettivamente. Se si impiega un normale cemento Portland (Tipo I) i suddetti valori del rapporto acqua/cemento diventano ancora più bassi: 0,40 e 0,45 rispettivamente. Solo l'impiego dei superfluidificanti consente di adottare valori così bassi del rapporto acqua/cemento senza sacrificare la lavorabilità del calcestruzzo. Esistono dati in letteratura (XXII-XXIII) i quali dimostrano che la resistenza all'attacco solfatico del calcestruzzo con superfluidificante non é diversa da quella del calcestruzzo senza additivo avente lo stesso rapporto acqua/cemento. D'altro canto, il calcestruzzo con superfluidificante presenta una resistenza all'attacco solfatico assai maggiore di quella del calcestruzzo senza additivo avente la stessa lavorabilità ed un maggior rapporto acqua/cemento (XXIII).

4.4.2 Corrosione dei ferri d'armatura

Hattori (XXV) ha dimostrato che l'aggiunta di superfluidificanti a base di naftalinsolfonato al calcestruzzo non provoca alcuna corrosione significativa nei ferri d'armatura, mentre i ferri d'armatura di un calcestruzzo contenente cloruro di calcio e stagionato in maniera analoga (1 anno in acqua e 4 anni all'aperto) si presentano sensibilmente arrugginiti. D'altra parte, Colleparidi e Corradi (XVI) hanno pubblicato dei dati che dimostrano che l'aggiunta di superfluidificante a base di naftalinsolfonato migliora l'aderenza del calcestruzzo leggero o normale ai ferri di armatura.

4.4.3 Resistenza ai cicli di gelo e disgelo.

Sebbene ciò non sia molto frequente può verificarsi, che un calcestruzzo messo in opera e stagionato in climi caldi, sia in tempi successivi sottoposto a cicli di gelo e disgelo. In tal caso é necessario inglobare un certo volume di aria nel calcestruzzo. Nella maggior parte dei casi in un calcestruzzo contenente superfluidificante ed aerante la distribuzione delle microbolle d'aria non é quella raccomandata dall'American Concrete Institute (VIII, XIV, XX, XXVI, XXVII, XXVIII, XXIX, XXX). Nonostante ciò, i calcestruzzi contenenti superfluidificante ed aerante sono uguali o leggermente più resistenti al gelo dei calcestruzzi contenenti solo aerante preparati con lo stesso slump. Sono state tuttavia riportate alcune eccezioni (XXVII, XXIX). Colleparidi, Corradi e Valente (XXII) hanno trovato che i calcestruzzi con superfluidificante e senza aerante generalmente contengono un volume di aria intrappolata maggiore di circa l'1% rispetto ai calcestruzzi senza additivo. Pertanto, per avere lo stesso volume di aria inglobata, l'aria totale contenuta in calcestruzzi con superfluidificante ed aerante dovrebbe essere approssimativamente l'1% in più rispetto a calcestruzzi di controllo con aerante.

4.4.5 Influenza dei superfluidificanti sulla superficie del calcestruzzo a vista in climi caldi.

In generale i calcestruzzi posti in opera in climi caldi presentano una minore uniformità sulla superficie. In realtà ciò è dovuto più alle variazioni di temperatura e di umidità relativa che all'alta temperatura di per sé. Infatti, variando la temperatura e l'umidità relativa dell'ambiente si verificano fondamentalmente i seguenti fenomeni: a) variazione nel quantitativo di acqua di impasto a pari lavorabilità; b) variazione nella quantità di acqua combinata con il cemento tra il tempo di miscelazione ed il tempo di applicazione dello stagionante; c) variazione nella quantità di acqua evaporata nel periodo di tempo compreso tra la scassatura e l'applicazione dello stagionante. Tutto ciò porta ad avere una variazione della quantità di acqua libera che rimane nel calcestruzzo e quindi una minore uniformità superficiale.

Sebbene l'inconveniente tende a diminuire alle lunghe stagionature, tuttavia esso è completamente eliminabile. Purtroppo l'impiego dei superfluidificanti non aiuta in generale a risolvere questo problema. Un qualche miglioramento potrebbe essere realizzato solo variando il dosaggio di superfluidificante per mantenere costante il quantitativo di acqua di impasto nonostante la variazione di temperatura.

5. ALTRI EFFETTI DEL SUPERFLUIDIFICANTE

Come già si è detto nel paragrafo 1.2.3 esistono altri fattori che potrebbero ulteriormente complicare il lavoro in clima caldo. Tutte queste complicazioni possono essere mitigate o eliminate mediante l'impiego di superfluidificanti.

Per esempio, se si debbono confezionare calcestruzzi con alte resistenze meccaniche iniziali quando si lavora in climi caldi non è consigliabile impiegare cementi ad alta resistenza iniziale o aumentare il contenuto di cemento per non aggravare gli inconvenienti menzionati nel paragrafo 1.2.1. In tal caso è preferibile incrementare la resistenza meccanica iniziale riducendo il rapporto acqua/cemento grazie all'impiego dei superfluidificanti.

Così anche il getto di calcestruzzo per strutture con forti percentuali di ferri d'armatura non costituisce un grosso problema se si ricorre a calcestruzzi fluidi, autolivellanti con superfluidificante.

D'altra parte, se si debbono trasportare e gettare grossi volumi di calcestruzzo, con conseguenti rischi per il grande calore sviluppato è consigliabile impiegare un superfluidificante ritardante riducendo sia l'acqua di impasto che il quantitativo di cemento.

Il pompaggio non costituisce un problema in clima caldo se si impiegano calcestruzzi con superfluidificante seguendo gli accorgimenti discussi nei paragrafi 3.2.1, 3.2.2, 3.2.3.

Infine, la maggior perdita di lavorabilità, che solitamente si verifica quando si impiegano cementi a ritiro compensato, può essere in gran parte mitigata mediante l'aggiunta di superfluidificanti purché questi

siano impiegati per confezionare calcestruzzi fluidi autolivellanti.

6. CONCLUSIONI

Molti dei problemi che sorgono durante la lavorazione del calcestruzzo in climi caldi possono essere risolti mediante l'impiego dei superfluidificanti, senza dover ricorrere ad altre misure quali quelle raccomandate dal Comitato ACI 305 (impiego di acqua fredda o ghiaccio, maggior numero di vibratorii e di pompe, ecc.) per i calcestruzzi normali. I problemi che possono essere risolti sono fondamentalmente quelli connessi alla possibilità di ridurre l'acqua d'impasto e/o il quantitativo di cemento e di aumentare la lavorabilità.

Non possono invece trovare soluzione quei problemi come la maggiore tendenza al ritiro plastico o la minore uniformità superficiale, legati all'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo fresco. Per questi problemi l'aggiunta di superfluidificanti non peggiora nè migliora fondamentalmente la situazione e si richiede pertanto di seguire le raccomandazioni del Comitato ACI 305 per il calcestruzzo in climi caldi (I).

7. BIBLIOGRAFIA

- (I) ACI Committee 305 "Hot Weather Concreting", J. Am. Concr. Inst. No. 8 - pg. 317-32 (1977)
- (II) *Superplasticizers in Concrete*, SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, 427 pg.
- (III) *Superplasticizers in Concrete*, Transportation Research Record No. 720, Transportation Research Board, 1979, 44 pg.
- (IV) *Proceedings of the Fourth International Symposium on Concrete Technology*, Faculty of Civil Engineering, University of N.L. Monterrey, N.L. Mexico, 1979
- (V) *Proceedings of the International Congress on Admixtures*, Concrete International 80, London the Construction Press, 1980
- (VI) *Developments in the Use of Superplasticizers*, SP-68, American Concrete Institute, Detroit, 1981, pg. 561
- (VII) International Conference on Cement and Concrete Admixtures and Improving Additives, Mons, 1977
- (VIII) Malhotra, V.M., e Malanka, D., "Performance of Superplasticizers in Concrete: Laboratory Investigation - Part I", "Superplasticizers in Concrete", SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 209-43
- (IX) "Superplasticizing Admixtures in Concrete", Joint Working Party Report No. 45.030, Cement Admixtures Association/Cement and Con

- (XXIII) Brooks, J.J., Wainwright, P.J. e Neville, A.M., "*Time Dependent Properties of Concrete Containing a Superplasticizing Admixture*", Superplasticizers in Concrete, SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 293-314
- (XXIV) Brooks, J.J., Wainwright, P.J. e Neville, A.M. "*Time-Dependent Behavior of High-Early-Strength Concrete Containing a Superplasticizer*", Ref. 6 pag. 81-100
- (XXV) Hattori, Kenichi, "*Experiences with Mighty Superplasticizer in Japan*", Superplasticizers in Concrete, SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 37-66
- (XXVI) Ghosh, R.S., e Malhotra, V.M., "*Use of Superplasticizers as Water Reducers*", Cement, Concrete and Aggregates, ASTM, V. 1, No. 2, 1979, pg. 56-63
- (XXVII) Lane, R.O., e Best, J.F. "*Laboratory Studies on the Effects of Superplasticizers on the Engineering Properties of Plain and Fly Ash Concretes*", Superplasticizers in Concrete, SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 193-207
- (XXVIII) Mather, Bryant "*Tests of High-Range Water Reducing Admixtures*", "*Superplasticizers in Concrete*", SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 157-66
- (XXIX) Mielenz, Richard C., e Sprouse, James H., "*High-Range Water-Reducing Admixtures: Effect on the Air-Void System in Air-Entrained and Non-Air-Entrained Concrete*", "*Superplasticizers in Concrete*", SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 167-92
- (XXX) Malhotra, V.M., "*Performance of Superplasticized Concretes That Have High Water-to-Cement Ratios*", "*Transportation Research Record No. 720*", Transportation Research Board, 1979, pg. 28-34

crete Association. London 1976, 32 pg.

- (X) Daimon, M. e Roy, D.M., "*Rheological Properties of Cement Mixes: II. Zeta Potential and Preliminary Viscosity Studies*," *Cement and Concrete Research*, V. 9. No. 1, Jan. 1979, pg. 103-10
- (XI) Colleparidi M. Corradi M., Baldini G. e Pauri M. "*Influence of Sulphonated Naphtalene on the Fluidity of Cement Pastes*" 7th Congress on the Chemistry of Cement, Vol. III, pg. 6-20, Paris 1980
- (XII) Colleparidi M., Corradi M. e Valente M. "*Influence of Polimerization of Sulfonated Naphtalene Condensate and its Interaction with Cement*" Ref. 6, pg. 485-98
- (XIII) Malhotra, V.M., "*Superplasticizers: Their Effect on Fresh and Hardened Concrete*", *Concrete International*, pg. 66-81, May, 1981
- (XIV) Johnston, C.D., Gamble, B.R.; e Malhotra, V.M., "*Effects of Superplasticizers on Properties of Fresh and Hardened Concrete*", *Transportation Research Record No. 720*, Transportation Research Board, 1979, pg. 1-7
- (XV) Mailvaganam, N.P., "*Factors Influencing Slump Loss in Flowing Concrete*", "*Superplasticizers in Concrete*", SP-62, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pg. 389-403
- (XVI) Colleparidi M. e Corradi M., "*Influence of Naphtalene Sulphonated Polymer Based Superplasticizers on the Strenght of ordinary and Lightweight Concretes*" Ref. 2, pg. 315-36
- (XVII) Khalil, S.M., e Ward, M.A., "*Effect of Sulphate Content of Cement on Slump Loss of Concretes Containing Higt Range Water-Reducers (Superplasticizers) Research Report*", Department of Civil Engineering, University of Calgary, 1979, 26 pg.
- (XVIII) K. Daugherty, M.J. Kowalewski, "*Transp. Res. Rec.*", 566, 10, 1976
- (XIX) "*Curing of Concrete*", *Concrete Information Sheet IS 55.02T*, Portland Cement Association, Chicago, 1966, 5 pg.
- (XX) Whiting D., "*Effects of High-Range Water Reducers on some Properties of Fresh and Hardened Concretes*" *PCA Research and Development Bulletin*, pg. 14, 1979
- (XXI) Colleparidi M., Corradi M. e Valente M., "*Superplasticized Shrinkage - Compensating Concrete*" Ref. 6, pg. 159-72
- (XXII) Colleparidi M., Corradi M. e Valente M., "*Low Slump Loss Superplasticized Concrete*" Ref. 3, pg. 26-31

L'INFLUENZA DEI SUPERFLUIDIFICANTI SUI
CALCESTRUZZI A RITIRO COMPENSATO

Mario COLLEPARDI, Saveria MONOSI, Marco PAURI

Dipartimento di Scienze dei Materiali e della Terra
Facoltà di Ingegneria, Università di Ancona

SOMMARIO

Sono state eseguite prove di resistenza meccanica e di espansione sui calcestruzzi a ritiro compensato contenenti sia un superfluidificante che un agente espansivo.

I risultati del presente lavoro indicano che l'impiego combinato di agente espansivo e di superfluidificante è più vantaggioso, sia dal punto di vista tecnico che economico, dell'impiego di solo agente espansivo.

SUMMARY

Compressive strength and restrained expansion tests were carried out on concretes containing superplasticizer and an expansive agent. The result of the present work indicate that the combined addition of a superplasticizer and an expansive agent may be more advantageous than the use of expansive agent alone.

1. INTRODUZIONE

E' noto che l'alto rapporto acqua/cemento e il basso rapporto aggregato/cemento provocano un maggior ritiro igrometrico del calcestruzzo. Diminuendo l'acqua di impasto e la quantità di cemento per ridurre il ritiro, la messa in opera e la compattazione della miscela diventano difficoltose. Pertanto l'aggiunta di un superfluidificante a tali impasti di calcestruzzo per semplificare l'operazione di posa in opera riduce il ritiro igrometrico (I, II), ma non lo elimina completamente. Per annullare il ritiro igrometrico occorre impiegare un calcestruzzo a ritiro compensato.

Il calcestruzzo a ritiro compensato provoca un aumento di volume del calcestruzzo durante il periodo di stagionatura umida. Tale aumento di volume deve essere opportunamente contrastato dai ferri d'armatura o da confinamenti esterni e deve aver luogo dopo che il calcestruzzo è indurito (III). Durante l'espansione del calcestruzzo i ferri d'armatura vengono sottoposti a tensione mentre il calcestruzzo viene sottopo-

sto a sollecitazioni di compressione. Il successivo ritiro igrometrico riduce tali sollecitazioni, ma la compressione residua che rimane nel calcestruzzo elimina la tendenza alle fessurazioni durante l'essiccamento (III). La fig. 1 mostra schematicamente la variazione dimensionale tipica di un normale calcestruzzo e quella di un calcestruzzo a ritiro compensato.

Negli Stati Uniti per produrre calcestruzzi a ritiro compensato si impiegano cementi espansivi, mentre in Italia, come pure in Giappone, gli agenti espansivi, impiegati in quantità opportune, vengono usati come additivi al momento della preparazione del calcestruzzo sia in cantiere che negli impianti di prefabbricazione. Esistono fondamentalmente due tipi di agenti espansivi. Il primo è a base di calcio solfoalluminato o calcio alluminato che reagendo con il gesso e l'acqua produce ettringite. Il secondo è a base di ossido di calcio che reagendo con l'acqua si trasforma in idrossido di calcio. Sia la formazione di ettringite che quella di idrossido di calcio provocano un fenomeno espansivo. Per regolare la velocità di espansione si può agire sulla temperatura di clinkerizzazione dell'agente espansivo, sulla distribuzione granulometrica e sulla presenza di rivestimenti dei principali componenti espansivi. Affinché l'espansione contrastata possa indurre una sollecitazione a compressione nel calcestruzzo e una sollecitazione a trazione nell'armatura, è necessario che l'espansione avvenga quando il calcestruzzo è indurito. Pertanto l'espansione deve aver luogo dopo la presa e durante il processo di indurimento del calcestruzzo.

Qualsiasi cemento con agente espansivo è in grado di provocare un aumento di volume se il calcestruzzo viene mantenuto immerso nell'acqua e coperto con teli impermeabili. In generale, sono necessari almeno 7 giorni di stagionatura umida perché si verifichi la reazione che provoca l'espansione (Fig. 2). Una espansione più rapida che avvenisse quando la resistenza iniziale a compressione del calcestruzzo è troppo bassa, cioè quando l'aderenza tra ferro e calcestruzzo è modesta, non sarebbe in grado di indurre una sollecitazione a trazione nell'armatura ed una sollecitazione a compressione nel calcestruzzo.

Scopo principale di questo lavoro è di esaminare se l'aumento di resistenza a compressione iniziale, ottenibile per aggiunta di un superfluidificante (che permette una riduzione del rapporto acqua/cemento), consente una riduzione della quantità di agente espansivo necessario a produrre una determinata espansione contrastata.

2. PARTE SPERIMENTALE

2.1 Materiali

Sono stati impiegati cementi Portland 325 e 425, inerte grosso del diametro massimo di 19 mm. e sabbia naturale come inerte fine. Normalmente si è utilizzato un superfluidificante (1) a base di polimero di naftalensolfonato (NSP), mentre in un solo caso (Tabella IV) si è impiegato un superfluidificante NSP del tipo ritardante (2). Un clinker speciale ricco in calce libera (3) è stato impiegato come agente espan

(1) Rheobuild 878

(2) Rheobuild 561

(3) Stabilmac

sivo rapido in modo che completasse l'espansione secondo la norma ASTM (ASTM C 878-78) in circa un giorno (Fig. 2).

2.2 Impasti di calcestruzzo

Nelle Tabelle 1-4 sono riportati i dosaggi dei calcestruzzi e le loro caratteristiche (slump, resistenza a compressione, ritiro ed espansione contrastata). Lo slump, il ritiro e l'espansione contrastata sono stati misurati secondo i metodi di prova ASTM, mentre la resistenza a compressione dei cubi (100 mm.) è stata misurata secondo la normativa UNI 6137-72. In alcuni casi l'aderenza ferro-calcestruzzo è stata determinata in conformità con le prove di sfilamento RILEM-FIP-CEB.

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

La Tabella 1 mostra l'influenza dei diversi dosaggi di superfluidificante sulle caratteristiche di calcestruzzi con la stessa quantità di agente espansivo (l'8% circa del peso del cemento). Tutti gli impasti preparati avevano la medesima lavorabilità (slump = 100 mm.) e lo stesso contenuto di cemento (circa 350 kg/m³). Tuttavia, aumentando il dosaggio di superfluidificante, le resistenze a compressione aumentano sia a 1 giorno che a 28 giorni a causa del più basso rapporto acqua/cemento. Aumentando la quantità di superfluidificante, diminuisce il ritiro a 2 anni a causa del minor rapporto acqua/cemento e, in misura minore, a causa del più basso rapporto aggregato/cemento. D'altro canto, l'espansione contrastata, secondo la norma ASTM C 878-78, aumenta se si usa una maggior quantità di superfluidificante e solo usando 4,26 kg/m³ di superfluidificante (circa l'1,2% del peso del cemento) si ottiene un'espansione contrastata superiore al ritiro a 2 anni. L'aumento nell'espansione contrastata, provocato dall'aggiunta del superfluidificante, è dovuto semplicemente alla maggiore resistenza a compressione e quindi alla maggiore aderenza ferro-calcestruzzo.

Al fine di confermare l'effetto del superfluidificante sull'espansione contrastata, le misure di resistenza meccanica a compressione, di aderenza ferro-calcestruzzo e di espansione sono state eseguite simultaneamente, dopo il periodo di presa (6 ore circa) e durante il tempo di indurimento delle miscele A e D della Tabella 1. La Fig. 3 mostra che ad un rapido sviluppo di resistenza meccanica corrisponde una migliore aderenza ferro-calcestruzzo e pertanto una migliore espansione contrastata del provino.

Nella Tabella 2 viene indicata l'influenza del superfluidificante su un calcestruzzo normale e su un calcestruzzo a ritiro compensato, entrambi aventi lo stesso slump (150 mm.) e lo stesso rapporto acqua/cemento (0,60 circa) e quindi la stessa resistenza meccanica a compressione (6 MPa a 1 giorno e 32 MPa circa a 28 giorni). Per la presenza del superfluidificante si è ottenuta una riduzione della quantità di cemento ed un aumento del rapporto aggregato/cemento. Ciò provoca nel calcestruzzo con superfluidificante una riduzione del ritiro a 2 anni, da circa $800 \cdot 10^{-6}$ a circa $330 \cdot 10^{-6}$. Pertanto la quantità di agente espansivo necessaria a compensare il ritiro a 2 anni è scesa da 78 kg/m³ (circa il 23% del peso del cemento) nel calcestruzzo senza superfluidificante a 38 kg/m³ (circa il 15% del peso del cemento) nel cal-

cestruzzo con superfluidificante.

La Tabella 3 indica l'influenza esercitata dal superfluidificante sull'abbassamento del rapporto acqua/cemento da 0,60 circa a 0,45. Tutti gli impasti preparati avevano lo stesso slump (150 mm.) e approssimativamente lo stesso contenuto di cemento (circa 350 kg/m³). A causa della sensibile riduzione del rapporto acqua/cemento e, in misura minore, del leggero aumento del rapporto aggregato/cemento, il calcestruzzo contenente il superfluidificante ha presentato un minor ritiro a 2 anni. La presenza del superfluidificante ha consentito di diminuire la quantità di agente espansivo necessaria a compensare questo ritiro da 78 a 27 kg/m³, corrispondente all'8% soltanto del peso del cemento. Si può quindi osservare che impiegando il superfluidificante per ridurre il rapporto acqua/cemento (Tabella 3) si è ridotta la quantità di agente espansivo (27 kg/m³) necessaria a compensare il ritiro rispetto alla miscela D della Tabella 2 (38 kg/m³) dove il superfluidificante è stato impiegato per ridurre la quantità di cemento, benché il ritiro sia stato leggermente maggiore ($450 \cdot 10^{-6}$ invece di $320 \cdot 10^{-6}$). Ciò è dovuto al fatto che la resistenza meccanica a compressione a 1 giorno della miscela D mostrata in Tabella 3 (10 MPa) era maggiore di quella della miscela D di Tabella 2 (6 MPa). Tutte le altre caratteristiche del calcestruzzo indurito sono risultate ovviamente migliori quando si è impiegato il superfluidificante per ridurre il rapporto acqua/cemento (Tabella 3) piuttosto che per ridurre la quantità di cemento (Tabella 2).

In Tabella 4 è indicata l'influenza del tipo di superfluidificante. Si è usato un superfluidificante normale e un superfluidificante del tipo ritardante aventi perdite di lavorabilità diverse. Il superfluidificante ritardante potrebbe essere impiegato con un agente espansivo nella preparazione di calcestruzzo a ritiro compensato da trasportare a lunghe distanze, specialmente in climi caldi. In entrambi i calcestruzzi contenenti il superfluidificante il rapporto acqua/cemento era di 0,45, in modo da ottenere lo stesso ritiro a 2 anni ($450 \cdot 10^{-6}$) e circa la medesima resistenza meccanica a compressione a 28 giorni. Tuttavia nel caso del superfluidificante ritardante la resistenza meccanica a compressione iniziale (1 giorno) è stata minore (8 MPa) di quella ottenuta in presenza del superfluidificante normale (10 MPa). Di conseguenza, è stato necessario impiegare una maggiore quantità di agente espansivo (34 kg/m³ invece di 27) per ottenere approssimativamente la stessa espansione contrastata ($470 \cdot 10^{-6}$).

Si conferma quindi, quanto già detto per la Tabella 3 e cioè che, per ottenere una determinata espansione contrastata, viene usata una minore quantità di agente espansivo quando la resistenza a compressione iniziale (e quindi l'aderenza ferro-calcestruzzo) risulta maggiore grazie ad un più basso rapporto acqua/cemento. In altre parole, per una determinata quantità di agente espansivo, ad una maggiore resistenza meccanica a compressione iniziale ha corrisposto una maggiore espansione contrastata. Quanto sopra esposto è schematizzato in Fig. 4 dove è mostrata l'espansione contrastata in funzione della quantità di agente espansivo in una serie di calcestruzzi con resistenza meccanica a compressione a 1 giorno variante tra un minimo di 3-6 MPa

e un massimo di 29-39 MPa. Per esempio, con la stessa quantità di agente espansivo (30 kg/m^3) si ottiene un'espansione contrastata di $350 \cdot 10^{-6}$ o di $950 \cdot 10^{-6}$, a seconda che si impieghi un calcestruzzo con resistenza a compressione a 1 giorno rispettivamente di 7-8 MPa o di 22-28 MPa.

4. CONCLUSIONI

L'impiego del superfluidificante, attraverso un abbassamento del rapporto acqua / cemento ed un aumento della resistenza meccanica a compressione iniziale, permette di produrre un calcestruzzo a ritiro compensato con minori quantità di agente espansivo. Quando si usa il superfluidificante in combinazione con l'agente espansivo per ridurre il rapporto acqua/cemento, tutte le caratteristiche del calcestruzzo a ritiro compensato e con superfluidificante (resistenza meccanica, aderenza ferro-calcestruzzo, ecc.) risultano superiori rispetto alle caratteristiche del calcestruzzo a ritiro compensato senza superfluidificante.

5. BIBLIOGRAFIA

- (I) Lane, R.O., Best, J.F., *Laboratories Studies on the Effects of Superplasticizers on the Engineering Properties of Plain and Fly-Ash Concrete*, ACI SP-62, *Superplasticizers in Concrete*, 1979, pagg. 193-207.
- (II) Colleparidi M., Corradi M., Valente M., *Low-Slump-Loss Superplasticized Concrete*, Proceedings, Transportation Research Record, Symposium on Superplasticizers in Concrete, National Academy of Sciences, Washington D.C., 1979, pagg. 7-12.
- (III) ACI Committee 223, *Recommended Practices for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete*, J. Am. Concr. Inst., V. 73, Numero 6, giugno 1976, pagg. 319-339.

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano i Signori Maniscalco ed Alverà per la loro collaborazione al lavoro sperimentale.

Tabella 1 Composizione e caratteristiche dei calcestruzzi contenenti la stessa quantità di agente espansivo e dosaggi diversi di superfluidificante.

IMPASTO DI CALCESTRUZZO	A	B	C	D
SLUMP (mm)	100	100	100	100
CEMENTO 425 (kg/cm ²)	350	352	353	355
ACQUA (kg/m ³)	200	187	177	153
SUPERFLUIDIFICANTE (Kg/m ³) (% sul peso del cemento)	---	1.06 (0.3%)	2.12 (0.6%)	4.26 (1.2%)
ACQUA/CEMENTO	0.57	0.53	0.50	0.43
INERTE/CEMENTO	4.9	5.1	5.2	5.3
RESISTENZA A COMPRESIONE (MPa)	7.5 40	9 46	12 50	15 60
	1 GIORNO 28 GIORNI			
RITIRO A 2 ANNI (10 ⁻⁶)	830	720	630	460
ESPANSIONE CONTRASTATA ASIM (10 ⁻⁶)	350	450	530	580
AGENTE ESPANSIVO (kg/m ³) (% DEL PESO DEL CEMENTO)	28 (8%)	28 (8%)	28 (8%)	28 (8%)

Tabella 2 Composizione e caratteristiche del calcestruzzo ordinario (A), di quello a ritiro compensato (B), di quello con superfluidificante (C), e di quello a ritiro compensato e con superfluidificante (D).

IMPASTO DI CALCESTRUZZO	A	B	C	D
SLUMP (mm)	150	150	150	150
CEMENTO PORTLAND 325 (kg/m ³)	342	333	257	253
ACQUA (kg/m ³)	205	200	154	152
SUPERFLUIDIFICANTE (kg/m ³)	-	-	3.08	3.04
(% SUL PESO DEL CEMENTO)	-	-	(1.2%)	(1.2%)
ACQUA/CEMENTO	0.59	0.60	0.61	0.60
INERTE/CEMENTO	5.2	5.2	7.7	7.7
RESISTENZA A COMPRESSIONE (MPa)	6	6	6	6
1 GIORNO				
28 GIORNI	32	31	33	32
RITIRO A 2 ANNI (10 ⁻⁶)	800	790	330	320
ESPANSIONE CONTRASTATA ASTM (10 ⁻⁶)	-	840	-	340
AGENTE ESPANSIVO (kg/m ³)	-	78	-	38
(% DEL PESO DEL CEMENTO)	-	(23%)	-	(15%)

Tabella 3 Composizione e caratteristiche di un calcestruzzo ordinario (A), di quello a ritiro compensato (B), di quello con superfluidificante (C), e di quello a ritiro compensato e con superfluidificante (D).

IMPASTO DI CALCESTRUZZO	A	B	C	D
SLUMP (mm)	150	150	150	150
CEMENTO PORTLAND 325 (kg/m ³)	342	333	342	339
ACQUA (kg/m ³)	205	200	154	153
SUPERFLUIDIFICANTE (kg/m ³)	-	-	4.10	4.07
(% SUL PESO DEL CEMENTO)	-	-	(1.2%)	(1.2%)
ACQUA/CEMENTO	0.59	0.60	0.45	0.45
INERTE/CEMENTO	5.2	5.2	5.6	5.6
RESISTENZA A COMPRESSIONE (MPa)	6 32	6 31	10 48	10 47
RITIRO A 2 ANNI (10 ⁻⁶)	800	790	460	460
ESPANSIONE CONTRASTATA ASTM (10 ⁻⁶)	-	840	-	480
AGENTE ESPANSIVO (kg/m ³)	-	78	-	27
(% DEL PESO DEL CEMENTO)	-	(23%)	-	(8%)

Tabella 4 Composizione e caratteristiche di un calcestruzzo a ritiro compensato (A), e di quello a ritiro compensato e con superfluidificante (B e C).

IMPASTO DI CALCESTRUZZO	A	B	C
Slump (mm)	150	150	150
dopo miscelazione	100	50	120
dopo 1 ora			
CEMENTO PORTLAND 325 (kg/m ³)	333	339	338
ACQUA (kg/m ³)	200	153	152
SUPERFLUIDIFICANTE (kg/m ³)	-	TIPO NSP	TIPO NSP
(% SUL PESO DEL CEMENTO)	-	4.07	3.38
ACQUA/CEMENTO	0.60	0.45	0.45
INERTE/CEMENTO	5.2	5.6	5.6
RESISTENZA A	6	10	8
COMPRESSIONE (MPa)	31	47	48
1 GIORNO			
28 GIORNI			
RITIRO A 2 ANNI (10 ⁻⁶)	790	460	450
ESPANSIONE CONTRASTATA ASTM (10 ⁻⁶)	840	480	470
AGENTE ESPANSIVO (kg/m ³)	78	27	34
(% DEL PESO DEL CEMENTO)	(23%)	(8%)	(10%)

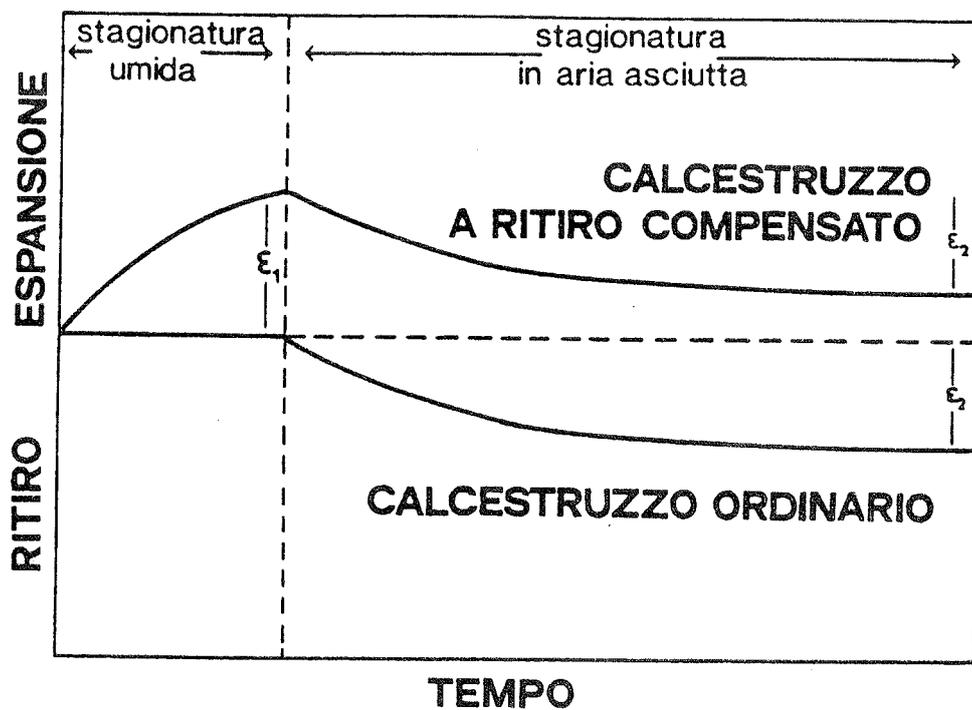


Fig. 1 Variazione dimensionale di un calcestruzzo ordinario e a ritiro compensato

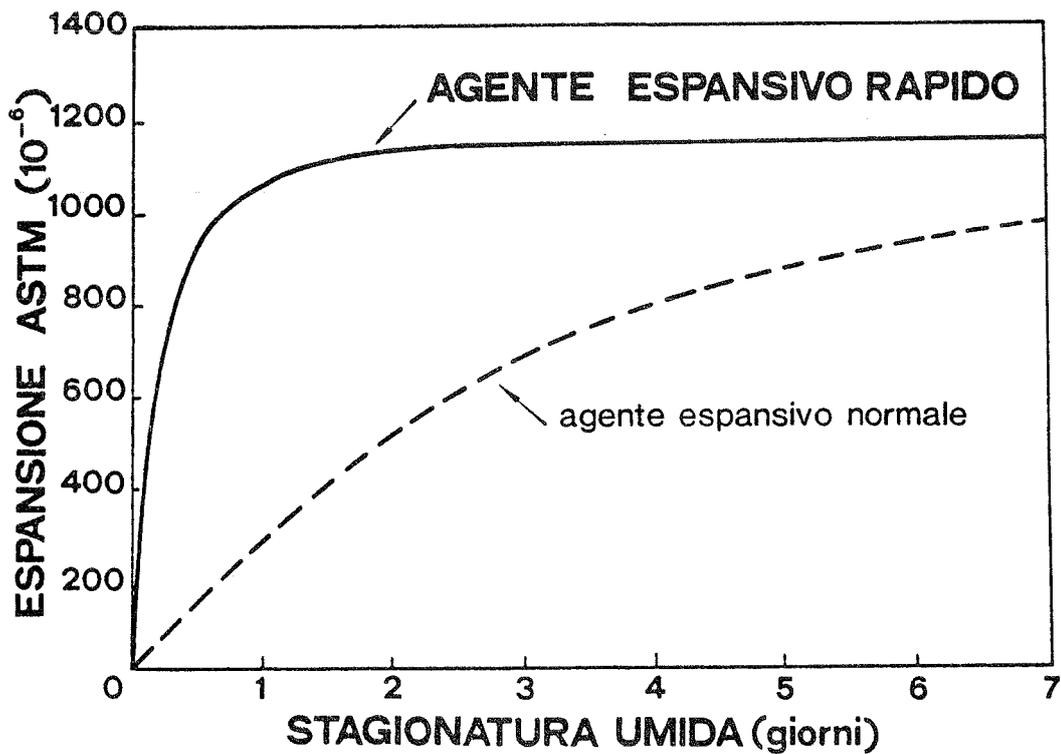


Fig. 2 Espansione di agente espansivo rapido e normale in funzione della stagionatura umida.

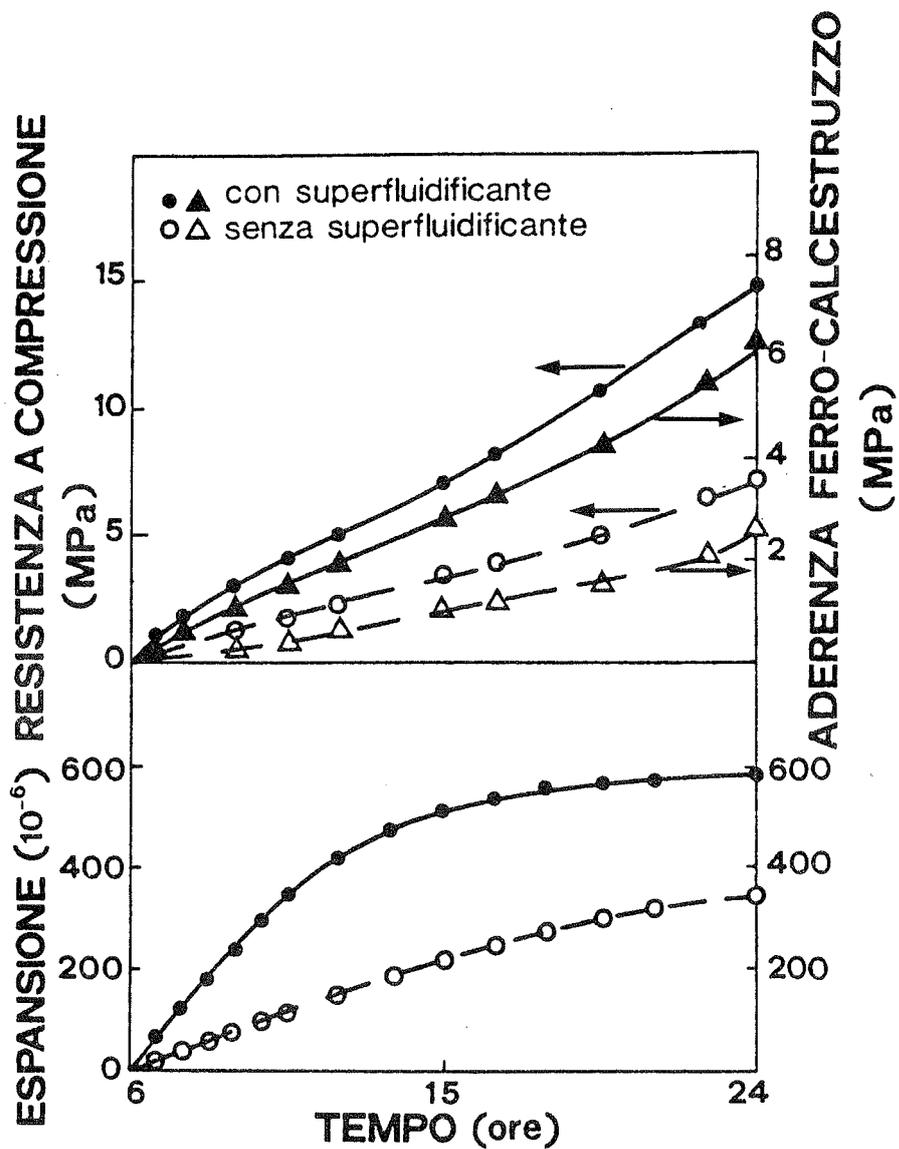


Fig. 3 Resistenza a compressione, aderenza ferro-calcestruzzo ed espansione contrastata in funzione del tempo (dopo la presa) di calcestruzzo a ritiro compensato senza e con superfluidificante (Miscela A e D di Tabella 1).

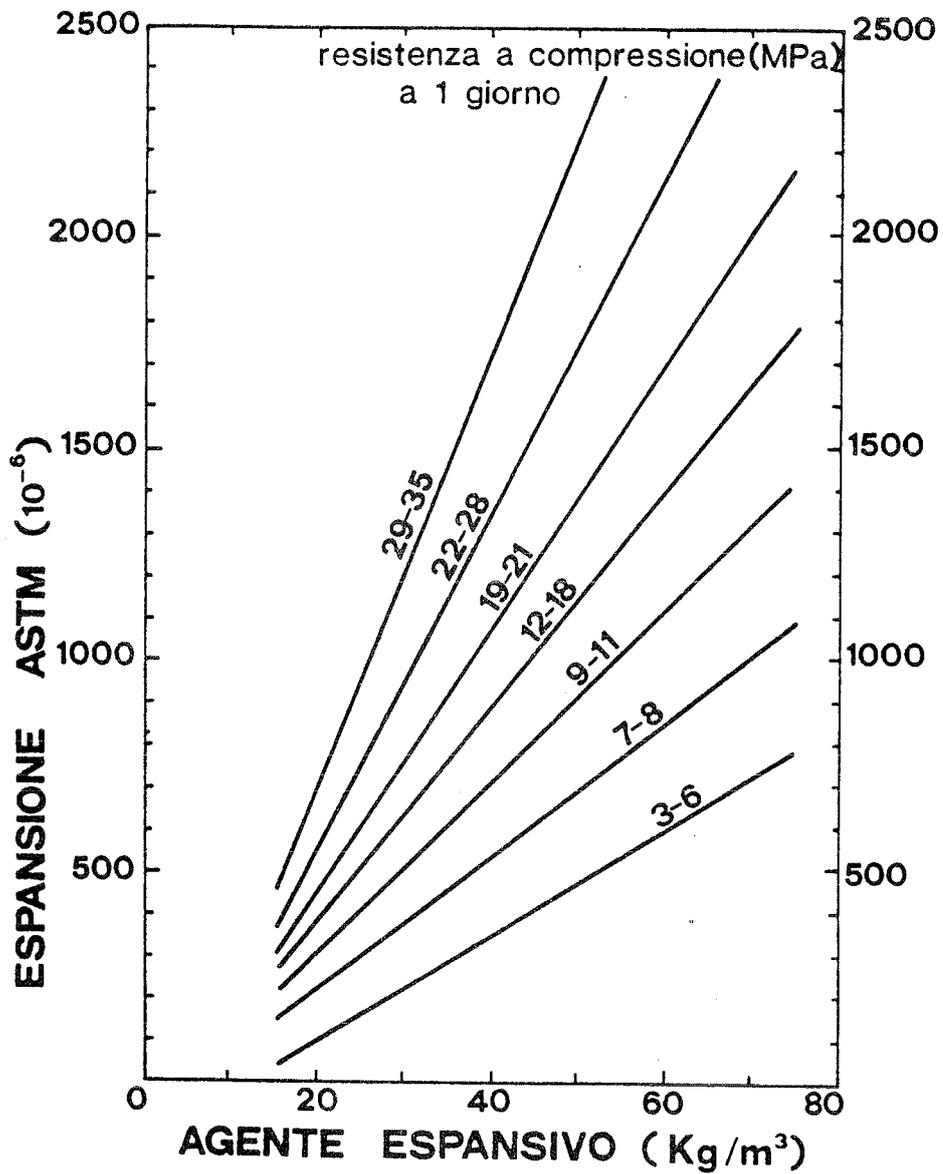


Fig. 4 Espansione contrastata ASTM a 1 giorno in funzione del contenuto di agente espansivo di calcestruzzi aventi resistenze a compressione a 1 giorno diverse.

PROPORZIONAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Mario Collepari* ed Alberto Triantafyllis**

* Dipartimento di Scienze dei Materiali
e della Terra, Facoltà di Ingegneria,
Università di Ancona

** MAC S.p.A., Treviso

SOMMARIO

Viene descritto il procedimento di "mix-design" per calcolare la composizione del calcestruzzo sulla base dei dati di progetto e della lavorabilità che si vuole ottenere, oltre che degli inerti disponibili. I dati di progetto includono: resistenza caratteristica, copriferro, distanza tra i ferri, condizioni micro-climatiche e geografiche dell'ambiente.

SUMMARY

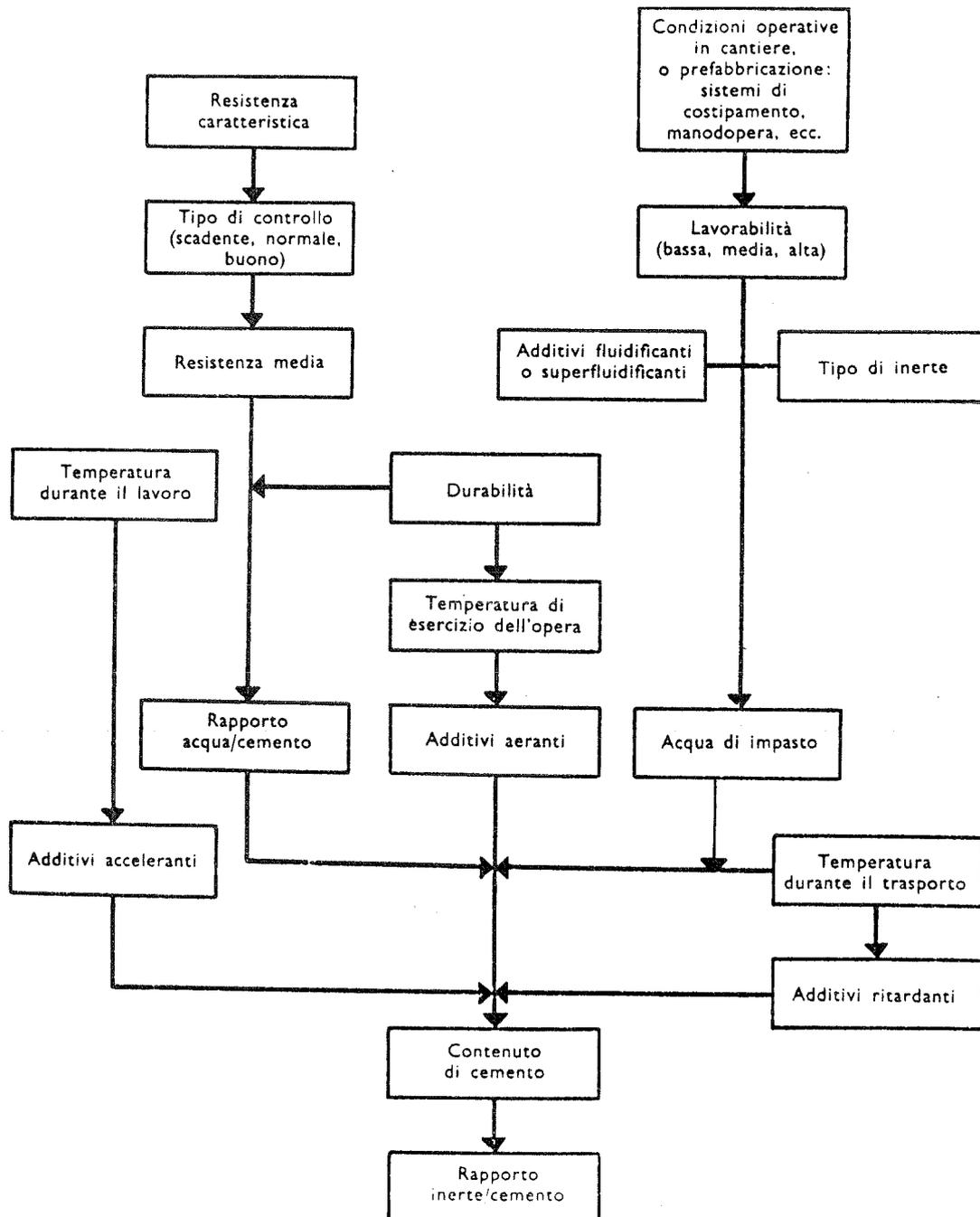
The "mix-design" method to calculate the concrete mix-proportion on the basis of design data, workability of fresh mix and available aggregates is described. The design data include: design strength, concrete cover, reinforcement density, microclimatic and geographic ambient conditions.

1. INTRODUZIONE

Il proporzionamento del calcestruzzo, o mix-design, consiste nello stabilire le proporzioni dei diversi ingredienti del conglomerato sulla base di un compromesso tecnico-economico che tenga conto, da una parte, delle caratteristiche (resistenza meccanica, permeabilità, durabilità, creep, ritiro, ecc.) degli elementi strutturali, e dall'altra, delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione.

Nella Tabella 1 è schematicamente mostrato un processo di mix-design con il quale arrivare a fissare le proporzioni dei vari ingredienti del calcestruzzo. Dalla resistenza caratteristica richiesta si fissa, in base al grado di controllo presumibilmente esistente, la resistenza media. Quindi, tenendo anche conto delle condizioni ambientali nelle quali si trova l'opera, e quindi della durabilità richiesta per il materiale, si stabilisce il rapporto acqua/cemento, scegliendo il va-

Tabella 1 Schema di un processo per il mix-design del calcestruzzo



lore più basso tra quelli deducibili in base alla resistenza meccanica o alla durabilità. Se è previsto che la temperatura dell'ambiente nel quale l'opera sarà in esercizio potrà scendere frequentemente al di sotto di 0°C è necessario prevedere l'inglobamento di un certo quantitativo di aria. Se, invece la temperatura durante l'esecuzione del lavoro dovesse risultare troppo bassa si dovrà prevedere l'impiego di un additivo accelerante, soprattutto se una determinata resistenza meccanica dovrà essere raggiunta alle brevi stagionature.

Stabilita la lavorabilità dell'impasto richiesto, sulla base delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione, si fissa il volume di acqua di impasto tenendo anche conto del tipo di inerte disponibile.

Dal rapporto acqua/cemento, e dal contenuto d'acqua di impasto, si calcola prima il contenuto di cemento, e quindi il rapporto inerte/cemento tenendo conto del diametro massimo dell'inerte grosso e della finezza della sabbia.

Non di rado il rapporto acqua/cemento stabilito per raggiungere una certa resistenza comporta un quantitativo di acqua di impasto che si rivela però insufficiente a raggiungere, con gli inerti disponibili, la lavorabilità richiesta dalle condizioni operative esistenti in prefabbricazione, e soprattutto in cantiere. In tal caso, per soddisfare le esigenze antitetiche del progettista e dell'impresa, si impiega un additivo fluidificante o superfluidificante, tenendo presente che a pari lavorabilità si può ridurre l'acqua di impasto di circa il 5% con il primo e di circa il 25% con il secondo. D'altra parte, l'impiego di un additivo superfluidificante, e quindi il possibile ottenimento di un calcestruzzo fluido, può portare ad una diversa organizzazione di lavoro nel trasporto e nella messa in opera del calcestruzzo, sia in cantiere che in un impianto di prefabbricazione.

Infine, soprattutto in climi caldi, nel caso che si debba trasportare il calcestruzzo a lunga distanza, o che si debbano effettuare delle riprese di getto con calcestruzzo fresco su fresco, è necessario prevedere l'aggiunta di additivi ritardanti per evitare che si verifichi un prematuro indurimento.

Per poter definire con esattezza la composizione dei diversi ingredienti, secondo il processo di mix-design sopra illustrato, è necessario ovviamente avere a disposizione grafici o tabelle sperimentali che mostrino come varia una determinata grandezza in funzione della composizione. Per esempio, per stabilire il rapporto acqua/cemento in base alla resistenza meccanica è necessario conoscere come questa aumenta al diminuire del rapporto a/c. Esistono in proposito dei grafici e delle tabelle i cui dati sono mediati dai valori ottenuti con i diversi tipi di cemento e nel seguito sarà dato un esempio sull'uso di questi dati. Tuttavia, i risultati di un mix-design saranno tanto più accurati quanto più i grafici o le tabelle saranno stati sperimentalmente ricavati con il cemento e gli inerti che si prevede di impiegare realmente.

In ogni caso, è sempre consigliabile verificare, con un impasto sperimentale, se le caratteristiche del calcestruzzo progettato sono

realmente ottenute o se é necessario apportare qualche correzione nella composizione dell'impasto.

Il lavoro preliminare, necessario per l'ottenimento dei grafici e delle tabelle e per la verifica sperimentale su un impasto, rappresenta un impegno trascurabile se confrontato con i vantaggi derivanti dal mix-design, soprattutto se il calcestruzzo progettato verrà impiegato per un tempo relativamente lungo, come si verifica per gli impianti di calcestruzzo preconfezionato, o per quelli di prefabbricazione, o anche per i grandi lavori di cantiere che richiedono lunghi tempi di esecuzione.

In letteratura (I-VII) sono segnalati diversi metodi di mix-design in relazione anche ai diversi tipi di calcestruzzo (ordinario, leggero, ad alta resistenza, con aria inglobata, ecc.). Nel seguito é presentato, con le necessarie modifiche ed adattamenti, il metodo suggerito dall'American Concrete Institute (ACI) per il calcestruzzo ordinario (I) e che é forse quello più largamente adottato e raccomandato nelle diverse organizzazioni pubbliche o private operanti nel settore del calcestruzzo.

2. LAVORABILITA'

Stabilire la lavorabilità dell'impasto in base al tipo di costruzione ed al metodo di compattazione disponibile.

Per strutture molto armate, e laddove non si possa garantire un'accurata vibrazione del calcestruzzo in ogni zona della struttura, é consigliabile aumentare la lavorabilità fino ad arrivare ad un calcestruzzo con slump di 20-24 cm. In ogni caso il criterio da adottare per la scelta della lavorabilità é quello di aumentare lo slump quanto più difficile si presenta il lavoro (sezioni sottili, alta percentuale di ferri d'armatura) e quanto meno qualificata é la manodopera. Val la pena di precisare che, a causa della perdita di lavorabilità durante il trasporto, lo slump deve intendersi misurato al momento della messa in opera e non subito dopo il mescolamento dell'impasto.

La precisazione della lavorabilità dell'impasto, indipendentemente dall'adozione del procedimento del mix-design, é di fondamentale importanza per la caratterizzazione del calcestruzzo. La mancanza di precisazione della lavorabilità da parte del progettista e/o dell'impresa nei confronti di un preconfezionatore, può portare a notevoli inconvenienti e ad imbarazzanti contestazioni. Si pensi, per esempio, di aver ordinato un calcestruzzo con una R_{bk} di 300 kg/cm² senza aver precisato la lavorabilità. Se il calcestruzzo al momento della consegna si presenta meno lavorabile di quanto a giudizio dell'impresa avrebbe dovuto essere per la difficoltà del getto, si sarà costretti ad aggiunte d'acqua, con conseguenti penalizzazioni nella resistenza caratteristica del calcestruzzo. E' obbiettivamente difficile in queste condizioni contestare al preconfezionatore la minore resistenza meccanica causata da una aggiunta d'acqua effettuata in cantiere per ottenere la lavorabilità non precisata.

E' bene sapere che una maggiore lavorabilità a parità di resistenza meccanica se significa sempre un maggior costo del calcestruzzo in

betoniera, significa anche un minor costo del calcestruzzo messo in opera per la proporzionale riduzione dei tempi di getto e di costipazione.

3. IL DIAMETRO MASSIMO DELL'INERTE

Fissare per l'inerte grosso il diametro massimo più alto possibile, nei limiti dei dati riportati in Tabella 2 e della disponibilità degli aggregati.

Tabella 2 Diametro massimo dei vari tipi di costruzione (I).

Sezione minima della struttura (cm)	Diametro massimo dell'inerte (mm)			
	Muri, travi e pilastri armati	Muri non armati	Solette	
			molto armate	poco armate o non armate
5.5-12.5	12.5-19	19	19-25	19-37
15-27.5	19-37.5	37.5	37.5	37.5-75
30-72.5	25-75	75	37.5-75	75
75	37.5-75	150	37.5-75	75-150

4. L'ACQUA DI IMPASTO

Stabilire in base alla lavorabilità e al diametro massimo prescelti, il contenuto di acqua di impasto. La Tabella 3 suggerisce il volume d'acqua di impasto approssimativamente necessario per calcestruzzi normali e per quelli contenenti aria inglobata. Il valore letto in Tabella 3 dovrà essere corretto per l'umidità presente negli inerti e pertanto occorre conoscere l'umidità e l'assorbimento d'acqua degli inerti saturi a superficie asciutta. I valori dell'acqua di impasto riportati in Tabella 3 possono essere assunti come valori medi che debbono essere aumentati o diminuiti di 10 litri a seconda che si tratti di inerti spigolosi o tondeggianti.

I valori di acqua di impasto riportati in Tabella 3 debbono essere diminuiti mediamente del 5% se si impiega un additivo fluidificante e del 25% se si impiega un additivo superfluidificante. Le reali diminuzioni dipendono ovviamente dal particolare tipo di additivo e dal suo dosaggio, e queste possono essere facilmente determinate confezionando impasti con e senza additivo di pari lavorabilità e misurando

Tabella 3 Contenuti di acqua approssimativamente richiesti per ottenere una certa lavorabilità, tenendo presente il diametro massimo dell'inerte.

Lavorabilità		Acqua di impasto in l/m ³ in dipendenza del diametro massimo.									
Descrizione	Slump (cm)	Vebe (sec)	Fattore di compatt.								
				10 mm	15 mm	20 mm	30 mm	40 mm	50 mm	75 mm	150 mm
Calcestruzzi senza additivo aerante											
Asciuttissimo	--	32-18	--	170	160	150	140	130	125	115	100
Molto rigido	--	18-10	0.70	180	170	160	150	140	135	125	110
Rigido	0-2.5	10-5	0.75	190	180	170	160	150	140	135	120
Semiplastico	2.5-5	5-3	0.85	200	195	190	180	165	155	145	130
Plastico	7.5-10	3-0	0.91	220	215	210	200	180	175	160	140
Fluidi	15-17.5	--	0.95	240	230	220	210	200	185	175	155
Superfluidi	20-24	--	0.97	255	245	230	220	210	195	185	165
Aria intrappolata (% in volume)				3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Calcestruzzi con additivo aerante											
Asciuttissimo	--	32-18	--	160	150	140	130	120	115	110	95
Molto rigido	--	18-10	0.70	170	160	150	140	130	125	115	100
Rigido	0-2.5	10-5	0.74	180	170	160	150	140	130	125	110
Semiplastico	2.5-5	5-3	0.85	190	185	180	160	150	140	135	120
Plastico	7.5-10	3-0	0.91	210	200	200	180	160	160	150	130
Fluidi	15-17.5	--	0.95	225	215	210	190	180	170	160	140
Superfluidi	20-24	--	0.97	240	230	220	205	190	180	170	150
Aria inglobata (% in volume)				8	7	6	5	4.5	4	3.5	3

l'acqua di impasto.

5. IL RAPPORTO ACQUA/CEMENTO

A) In base alla resistenza meccanica fissare il rapporto a/c. Il dosaggio di cemento potrà poi essere calcolato dal contenuto di acqua e dal rapporto acqua/cemento. In generale, il criterio per fissare il rapporto a/c é basato sulla resistenza meccanica. La Fig. 1 fornisce i valori indicati del rapporto a/c per raggiungere alle diverse stagionature determinate resistenze meccaniche a compressione. I valori di resistenza meccanica riportati in Fig. 1 sono valori medi ottenuti utilizzando un numero considerevole di cementi e di inerti disponibili nel nostro Paese.

La Fig. 1 si riferisce alla resistenza meccanica R_{bm} , il mix-design deve, invece, tener conto della resistenza meccanica caratteristica R_{bk} . Questa é definita con l'equazione:

$$R_{bk} = R_{bm} - K\delta$$

dove δ é lo scarto quadratico medio, K é il fattore di probabilità. Secondo la normativa europea la resistenza caratteristica viene ad essere quel valore che é superato dal 95% dei provini. Essa sarà ovviamente tanto più vicina alla resistenza media quanto più piccoli sono i valori di K e di δ .

Per costruzioni con meno di 1500 m³ di calcestruzzo il valore del prodotto $K\delta$ é assunto uguale a 35 kg/cm² (VIII).

Per costruzioni con più di 1500 m³ di calcestruzzo il valore di K é assunto uguale a 1,4 (VIII). In questo caso il valore di δ può essere approssimativamente previsto in base al livello qualitativo del mecolamento e del controllo che sarà effettuato sul cantiere o sull'impianto di prefabbricazione. La Tabella 4 fornisce alcuni valori indicativi di δ in relazione alla qualità del lavoro eseguito per calcestruzzi con una resistenza meccanica a compressione media di 350 kg/cm².

Tabella 4 Stima approssimativa dello scarto quadratico medio (δ) in diverse condizioni di lavoro.

Grado di controllo	Descrizione	δ (kg/cm ²)
Eccellente	In laboratorio	20-30
Buono	Proporzionamento per pesata. Inerte in curva granulometrica controllata mediante impiego di più inerti ben frazionati. Controllo dell'umidità degli inerti. Impiego di additivi. Costante supervisione.	30-40
Discreto	Proporzionamento per pesata. Impiego di soli due inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali. Impiego di additivi	40-60
Mediocre	Proporzionamento a volume. Due soli inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali.	60-80
Scadente	Proporzionamento a volume. Un solo inerte. Nessun controllo.	70-100

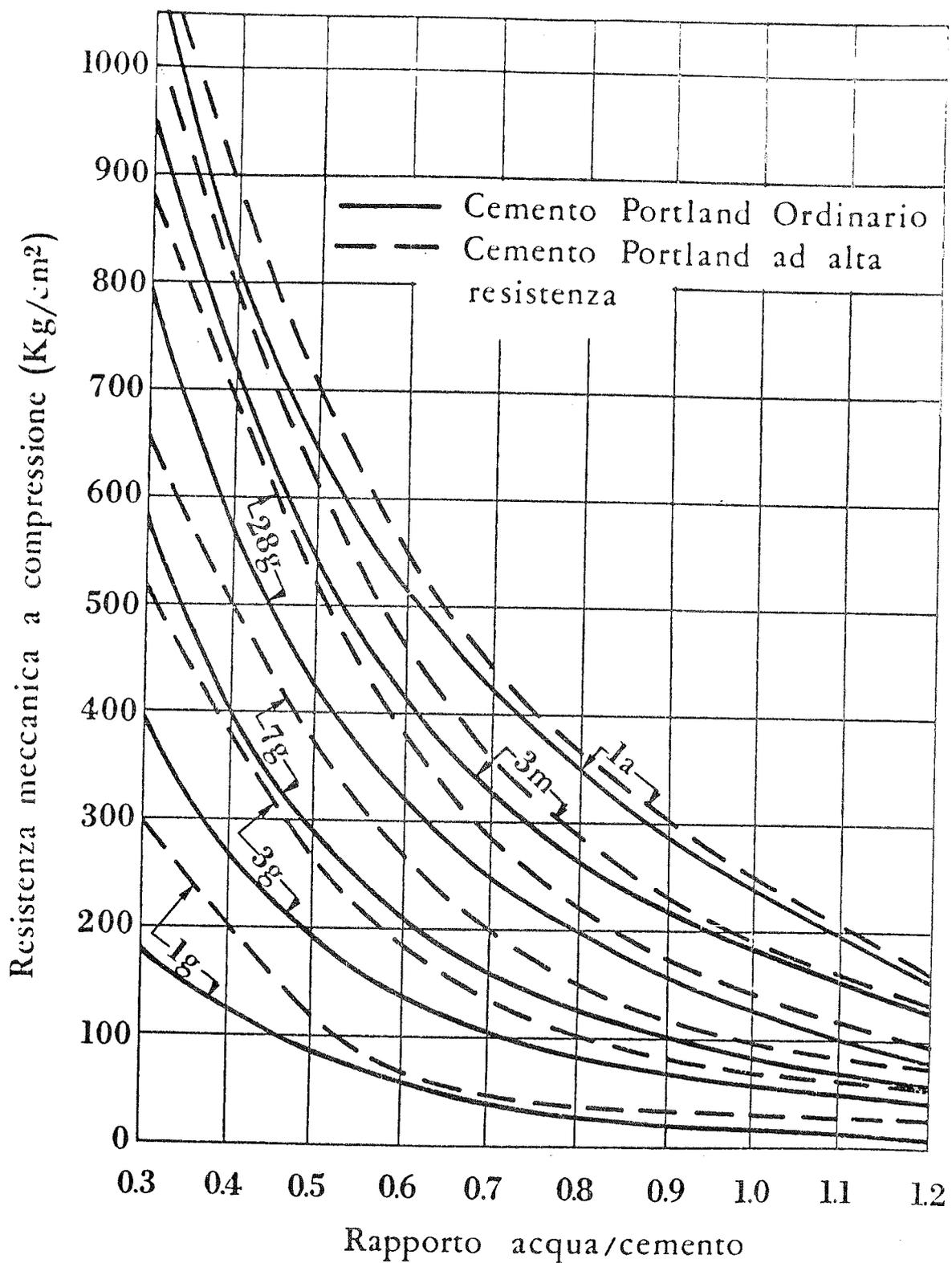


Fig. 1 Influenza del rapporto acqua/cemento sulla resistenza meccanica media.

Il controllo per la misura sperimentale di δ è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Sia per le costruzioni con più di 1500 m³ che per quelle con meno di 1500 m³ rimane l'obbligo che il valore della resistenza a compressione di qualsiasi prelievo sia superiore alla resistenza caratteristica diminuita di 35 kg/cm².

Nel fissare il rapporto a/c, oltre alla resistenza caratteristica, che riguarda la struttura in esercizio, occorre tener conto della resistenza meccanica che, per ragioni esecutive, deve essere raggiunta al momento della scasseratura o del taglio dei trefoli. Anche questo valore di a/c può essere calcolato mediante Fig. 1. Il valore di a/c prescelto sarà ovviamente il minore tra quello derivante dalla resistenza caratteristica e quello derivante da ragioni esecutive.

B) Nel fissare il rapporto a/c, oltre alla resistenza meccanica, occorre tener conto della durabilità del calcestruzzo in relazione alle condizioni aggressive dell'ambiente. La Tabella 5 suggerisce i valori del rapporto a/c approssimativamente sufficienti a garantire una relativamente bassa permeabilità della pasta cementizia e quindi una buona durabilità del calcestruzzo. Le aggressioni prese in considerazione nella Tabella 5 sono dovute al solfato ad ai cicli di gelo-disgelo.

Nella Tabella 5 i pericoli dell'aggressione, e quindi i relativi rapporti a/c suggeriti, sono stati valutati tenendo conto del tipo di struttura, e di possibili alternative all'impiego del cemento portland normale.

C) Nella scelta definitiva del rapporto acqua/cemento si dovrà prendere in esame il valore più piccolo tra quelli deducibili della resistenza meccanica o della durabilità.

Si può pensare di fissare il rapporto a/c anche in base ad altre proprietà del calcestruzzo, quali per esempio la permeabilità, il ritiro, il fluage, la resistenza meccanica a flessione, ecc.

6. L'INERTE GROSSO

Calcolare la quantità di aggregato grosso per volume unitario di calcestruzzo. La Tabella 5 mostra i valori di b/b_0 dell'inerte grosso in relazione al suo diametro massimo ed al modulo di finezza della sabbia.

Il valore di b/b_0 indica il rapporto tra il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario di calcestruzzo (b) ed il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario in mucchio di inerte compattato (b_0). Il valore di b_0 è calcolabile dal peso specifico in mucchio (p'_m) e dal peso specifico apparente (p'_a) dello stesso inerte saturo e a superficie asciutta.

$$b_0 = \frac{p'_m}{p'_a}$$

Tabella 5 Massimo rapporto acqua/cemento consentito dal grado di aggressione dell'ambiente e dal tipo di struttura.

Tipo di struttura	Condizioni ambientali (1)					
	Ampie escursioni termiche o frequenti cicli di gelo e disgelo (solo calcestruzzi con additivi aeranti)			Piccole escursioni termiche. Paramento sotto 0 °C, scarse le piogge o i periodi di clima arido.		
	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua		All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua		All'aria
acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)	acqua potabile		acqua del mare o ambienti solfatici (2)		
1. Sezioni sottili, parapetti, davanzali, strutture ornamentali ed architettoniche, tubazioni, e tutte le strutture armate con un copriferro inferiore a 25 mm	0.50	0.45	0.40 (3)	0.55	0.50	0.40 (3)
2. Sezioni di spessore intermedio, travi, pilastri, banchine, muri di riparto	0.55	0.50	0.45 (3)	(4)	0.55	0.45 (3)
3. Strutture di notevole spessore	0.60	0.50	0.45 (3)	(4)	0.55	0.45 (3)
4. Getti sott'acqua	—	0.45	0.45	—	0.45	0.45
5. Lastre poggiate su terreno	0.55	—	—	(4)	—	—
6. Strutture protette, interrate o per interni	(4)	—	—	(4)	—	—
7. Strutture che saranno protette ma che possono rimanere esposte ai cicli di gelo e disgelo per alcuni anni prima di essere protette	0.55	—	—	(4)	—	—

(1) Si dovrebbero usare calcestruzzi contenenti additivi aeranti in tutte le condizioni ambientali sotto 0° C.

(2) Acque o terreni con tenore di solfati superiore allo 0.2%.

(3) Con cementi resistenti ai solfati si può aumentare il rapporto a/c di 0.05.

(4) Il rapporto a/c dovrebbe essere scelto in base alla resistenza meccanica.

Pertanto misurando sperimentalmente p'_m e p'_a e calcolando b_0 , si può determinare mediante la Tabella 6, il volume solido (b) occupato dall'inerte grosso in 1 m^3 di calcestruzzo. Si può osservare che il rapporto b/b_0 , aumenta con il diametro massimo dell'inerte e con la finezza della sabbia.

Per determinare b occorre conoscere anche il modulo di finezza della sabbia e quindi la sua distribuzione granulometrica.

Tabella 6 Valori suggeriti di b/b_0 per l'inerte grosso.

Diametro massimo (mm)	Valori di b/b_0 per i seguenti moduli di finezza della sabbia				
	2,40	2,60	2,80	2,90	3,00
9,5	0,46	0,44	0,42	0,41	0,40
12,5	0,55	0,53	0,51	0,50	0,49
19	0,65	0,63	0,61	0,60	0,59
25	0,70	0,68	0,66	0,65	0,64
37,5	0,76	0,74	0,72	0,71	0,70
50	0,79	0,77	0,75	0,74	0,73
75	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78
150	0,90	0,88	0,86	0,85	0,84

I valori di b/b_0 sono stati dedotti sperimentalmente per produrre calcestruzzi mediamente lavorabili. Per calcestruzzi meno lavorabili i valori di b/b_0 possono essere aumentati del 10%

7. LA SABBIA

A) Calcolare il volume e quindi, attraverso il peso specifico (2,6-2,7 kg/l), la quantità di sabbia. Il calcolo del volume di sabbia avviene per differenza tra il volume di 1 m^3 di calcestruzzo e quello di acqua, di cemento, di inerte grosso e di aria (Tabella 3) presenti in 1 m^3 di conglomerato. Tutti questi dati sono già espressi in volume, ad accezione del cemento, e pertanto del peso specifico di quest'ultimo (circa 3,15 kg/l) si risale al volume di cemento per m^3 di calcestruzzo.

B) D'altra parte, noti i volumi d'aria, di acqua e di cemento si può calcolare per differenza il volume di inerte, inclusa la sabbia, necessaria a completare 1 m^3 di calcestruzzo. Si può quindi procedere a stabilire il rapporto inerte grosso/sabbia, o più in generale la composizione degli inerti, con un metodo grafico o numerico, dopo aver scelto una delle curve granulometriche ottimali (Fuller, Bolomey, ecc.).

8. VERIFICA SPERIMENTALE

Il procedimento descritto richiede la determinazione sperimentale dei seguenti dati per progettare la composizione del calcestruzzo: a) peso specifico del cemento; b) peso specifico apparente, assorbimento ed umidità degli inerti; c) peso specifico in mucchio compattato o curva granulometrica dell'inerte grosso; d) analisi granulometrica per cal-

colare il modulo di finezza della sabbia; e) diametro massimo dell' inerte grosso.

Attraverso le figure e le tabelle precedentemente illustrate, o meglio attraverso analoghe figure e tabelle ricavate sperimentalmente con i materiali da impiegare, é possibile arrivare ad una composizione approssimativa del calcestruzzo. Si procede quindi a confezionare un impasto sperimentale per verificare se con l'acqua calcolata é possibile confezionare il calcestruzzo di lavorabilità prefissata come anche se il volume d'aria reale corrisponde a quello previsto. Con questi dati é possibile apportare le opportune modifiche alla composizione progettata finché, già al secondo tentativo, si arriva ad individuare l'impasto che presenta la lavorabilità ed il rapporto a/c richiesti per la resistenza meccanica e la durabilità con il minor dosaggio di cemento.

9. BIBLIOGRAFIA

- (I) ACI Committee 211, *Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal Weight Concrete*, J. Amer. Concr. Inst., 66, 612 (1969).
- (II) L.J. Murdock, G.F. Blackledge, *Concretes Materials and Practice*, pag. 106, Edward Arnold London (1968).
- (III) T.C. Powers, *The Properties of Fresh Concrete*, pag. 202, John Wiley & Sons, Inc. New York (1968).
- (IV) F.D. Lydon, *Concrete Mix Design*, Applied Science Publishers, London (1972).
- (V) A.M. Neville, *Properties of Fresh Concrete*, pag. 561; Pitman Publishing, London (1975).
- (VI) ACI Committee 211, Subcommittee N.2, *Recommended Practice for Selecting Proportions for NO-Slump Concrete*, J. Amer. Concr. Inst., 62, 1 (1958).
- (VII) Road Research Laboratory, *Design of Concrete Mixes*, Road Note, N.4, HMSO, London (1958).
- (VIII) Legge n. 1086, Supplemento alla G.U. n. 176, pag. 130, giugno 1980.

ELEMENTI STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATI E
IMMERSI IN MARE, REALIZZATI CON CALCESTRUZZO IDROCAL
E CALCESTRUZZO ORDINARIO

(Comportamento nel tempo e confronti. Prove su campioni sottoposti a trazione)

Pier Paolo DIOTALLEVI
Raffaele POLUZZI
Franco ZARRI (1)

(dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni - Università di Bologna)

Prima relazione

SOMMARIO

E' in corso, con l'intervento del Laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni dell'Università di Bologna, e con la fattiva collaborazione degli ingegneri I. Balatroni e V. Volta, l'esecuzione di un vasto programma di esperienze su strutture realizzate sia con calcestruzzo Idrocal (idoneo per costruzioni marittime), sia con calcestruzzo ordinario (2). Le prove riguardano in particolare il comportamento nel tempo di elementi strutturali fortemente inflessi (quindi fessurati) e immersi in mare. Nella presente nota vengono illustrate, oltre al programma delle esperienze, alcune delle apparecchiature adottate: si conta di poter disporre, per il convegno AICAP di Bari, dei risultati delle prove a rottura eseguite su campioni tesi e su travetti inflessi tenuti immersi in mare per un primo periodo; altre prove sono previste a un anno e tre anni almeno, e su calcestruzzi di diverse caratteristiche.

SUMMARY

The Laboratory of the Bologna Institute of "Tecnica delle costruzioni" is taking part in a vast programme of experiments on structures made both with Idrocal (suitable for marine constructions) and with ordinary concrete (2). The tests regard in particular the behaviour

(1) Al presente lavoro gli autori hanno contribuito in egual misura.

(2) Le prove sono state coordinate dal prof. P. Pozzati, direttore del citato Laboratorio. Gli ingegneri I. Balatroni e V. Volta si sono interessati ad esse con grande impegno nella loro rispettiva qualità di consulente e direttore dell'Ufficio tecnico della Società Calcestruzzi di Ravenna, che ha richiesto le stesse prove.

in time of structural members subjected to heavy deflective stress and immersed in the sea. Besides the experiment programme, this note describes some of the apparatus and equipment used: some of the results of the fracture tests carried out on tensioned samples and on deflected beams kept immersed in the sea for the initial period are expected to be available for the AICAP conference of Bari; other tests are planned to be made in one year's time and in three years' time at least, including tests with other kind of concrete.

1. PREMESSA

a) L'Idrocal (Hydrocrete) è un calcestruzzo dotato di caratteristiche particolarmente favorevoli per eseguire costruzioni e lavori in presenza di acqua dolce o salata ⁽³⁾.

Relativamente alla resistenza a compressione, è da notare che essa si evolve nel tempo con legge diversa da quella di un calcestruzzo ordinario; a titolo orientativo, può essere più bassa di circa il 30% a 28 giorni, ma poi - s'intende a parità di dosaggio e di confezionamento - il divario può risultare pressoché del tutto recuperato nel successivo periodo di altri 28 giorni. E' chiaro che, quando il getto viene eseguito in acqua, il dosaggio di cemento dev'essere arricchito rispetto ai valori standard, riguardanti il confezionamento all'aria.

L'accertamento di varie caratteristiche è già stato oggetto, da parte di Laboratori, di numerose esperienze eseguite su campioni e su modelli in scala adeguata; in particolare sono da citare le prove assai accurate eseguite presso il Laboratorio di Hannover ⁽⁴⁾.

Tuttavia si è ritenuto che vi fossero alcune rilevanti questioni ancora meritevoli di indagine; e tra queste, segnatamente:

- Il comportamento nel tempo di elementi strutturali immersi in mare, realizzati con calcestruzzo Idrocal e inflessi al punto da dar luogo a un sensibile stato di fessurazione (seppure all'incirca contenuto nei limiti fissati dalle norme italiane per strutture in ambiente aggressivo); ovviamente l'analisi di tale comportamento è significativa se viene effettuato il confronto con elementi di calcestruzzo armato ordinario che si trovino in uguali condizioni.
- La resistenza a trazione del calcestruzzo Idrocal, fondamentale per le strutture marine nei confronti delle necessarie limitazioni concernenti gli stati fessurativi; il suddetto confronto è significativo anche per la valutazione di tale resistenza.

⁽³⁾ Si veda l'art. I. BALATRONI, V. VOLTA, "Nuovi tipi di conglomerato cementizio per getti in presenza di acqua. Le particolari caratteristiche dell'IDROCAL", Atti delle Giornate AICAP, Ravenna, 1981.

⁽⁴⁾ "Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialpruefung der Universität Hannover"; Cert. N. 299/79 - Gr/Dy; 1st Issue, Dir. Dr. Ing. Wierig.

b) Ovviamente l'entità della fessurazione ha importanza fondamentale per la durata della struttura immersa in mare: pertanto la Società "Calcestruzzi" di Ravenna ha ritenuto opportuno, per dare senso concreto alle esperienze sui travetti, impiegare calcestruzzi di resistenza meccanica non elevata e calibrata in modo da ottenere ampiezze delle fessure corrispondenti a quelle previste teoricamente, quindi realmente al limite dei valori consentiti dalle norme; ciò in relazione anche sia alla difficoltà di ottenere resistenze elevate per calcestruzzi gettati in mare aperto, sia alla permanenza in mare relativamente breve degli elementi prescelti per le prove.

Tale caratteristica di resistenza è stata messa a punto adottando un rapporto acqua-cemento sensibilmente elevato (tab. 1, par. 2.2), e controllando mediante fotografie ingrandite la voluta entità delle maggiori fessurazioni.

Tuttavia il programma della Società "Calcestruzzi" prevede anche le stesse prove su travetti realizzati con calcestruzzi di buona resistenza.

c) Per i campioni da provare a trazione, i quali non presentano i problemi dei travetti di calcestruzzo armato, si prevede invece l'impiego di calcestruzzi di buona resistenza.

Le misure relative a tali esperienze sono state affidate al Laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni dell'Università di Bologna, il quale ha provveduto e provvederà ad inviare proprio Personale presso il Laboratorio della stessa Società, dove si è preferito fare effettuare le prove a causa del loro elevato numero e nel timore che esse possano venire compromesse dal trasporto dei travetti; tuttavia una parte delle prove verrà effettuata presso il Laboratorio per la resistenza dei materiali dell'Università di Bologna.

d) Per brevità diremo in seguito "idrocal" o "ordinari" gli elementi costituiti con calcestruzzo dell'uno o dell'altro tipo.

Quindi si prenderanno in esame travetti e campioni di tre diverse caratteristiche: con la lettera "A" si indicheranno quelli ordinari; con la lettera "B" quelli di calcestruzzo idrocal confezionati in presenza d'aria, ossia con le consuete modalità; infine "C" saranno quelli ancora di calcestruzzo idrocal, però confezionati in acqua di mare, ossia eseguiti immergendo un certo quantitativo di calcestruzzo idrocal in una vasca e attingendo poi da esso il materiale necessario per la confezione dei vari elementi.

Mentre i calcestruzzi A,B hanno uguali dosaggi di cemento d'alto forno e di inerti, il calcestruzzo C, essendo gettato in acqua, ha il quantitativo di cemento aumentato del 28%.

e) La degradazione col passare del tempo della resistenza dei travetti - mantenuti, come vedremo, in uno stato di sollecitazione pressoché costante - viene misurata determinando il loro carico di rottura per diversi periodi di immersione (6 mesi - 1 anno - 3 anni), e confrontandolo con quelli di travetti conservati in laboratorio portati poi a rottura con le stesse modalità e in eguali tempi. Ver

rà rilevato anche il diagramma carichi-spostamenti in mezzeria per saggiare il grado di duttilità del calcestruzzo.

Secondo quanto è stato avvertito nel punto d), i travetti saranno dei tre tipi A,B,C.

L'immersione in mare è avvenuta calandoli dal bordo della banchina (in fregio al canale di Porto Corsini) dello stabilimento "Magazzini Generali Porto di Ravenna" (5).

f) Oltre alle usuali prove di compressione, verranno effettuate prove di resistenza a trazione su campioni di calcestruzzo dei tre tipi A,B,C; per controllo, data l'alta dispersione dei risultati, la tensione di rottura per trazione verrà dedotta approssimativamente anche mediante la "prova brasiliana", ossia sottoponendo provini cilindrici a carichi applicati uniformemente lungo due generatrici diametralmente opposte.

2. LE PROVE SU TRAVETTI INFLESSI "IDROCAL" E "ORDINARI"

2.1. Lo stato di sollecitazione

Come abbiamo accennato nella premessa, è stato necessario adottare un sistema di prove che, per poter effettuare confronti significativi, consenta di sottoporre travetti idrocal e ordinari a stati di sollecitazione identici nel tempo, pur potendo essere diverse le vicende viscoso dei due materiali.

Tale condizione è stata realizzata con la semplice apparecchiatura indicata in fig. 1. Precisamente un anello di acciaio si trova inserito tra le mezzerie di due travetti idrocal e ordinario, aventi le dimensioni e le armature indicate nella stessa fig. 1, e collegati alle estremità mediante due barre filettate dotate di piastre e dadi. E' chiaro allora che, avvitando i dadi delle barre, i travetti stessi si trasmettono uno sforzo mutuo che può essere registrato dalla deformazione dell'anello, il quale funziona alla stregua di un dinamometro assai sensibile. La deformazione, misurata mediante un "tensotast", è la variazione di lunghezza del diametro A-B, parallelo all'asse dei travetti (fig. 1); ovviamente è stato necessario predisporre le sedi delle punte A'-B' che definiscono la base, protette accuratamente mediante piccoli coperchi avvitabili e ripieni di grasso (fig. 1 e fot. 1).

L'anello è tenuto fermo nella sua posizione mediante un'asta di sezione quadrata, lasca e passante attraverso fori predisposti nello stesso anello e nei travetti.

Inoltre tutte le parti metalliche scoperte, quindi soggette all'azione aggressiva dell'acqua marina, sono protette mediante vernice usata per la protezione degli scafi delle navi.

(5) Gli autori desiderano ringraziare la Direzione dello stabilimento ed anche l'ing. A. Valletta, ingegnere capo dell'Ufficio del Genio Civile Opere marittime di Ravenna, con i suoi Collaboratori, per l'aiuto pronto e cordiale.

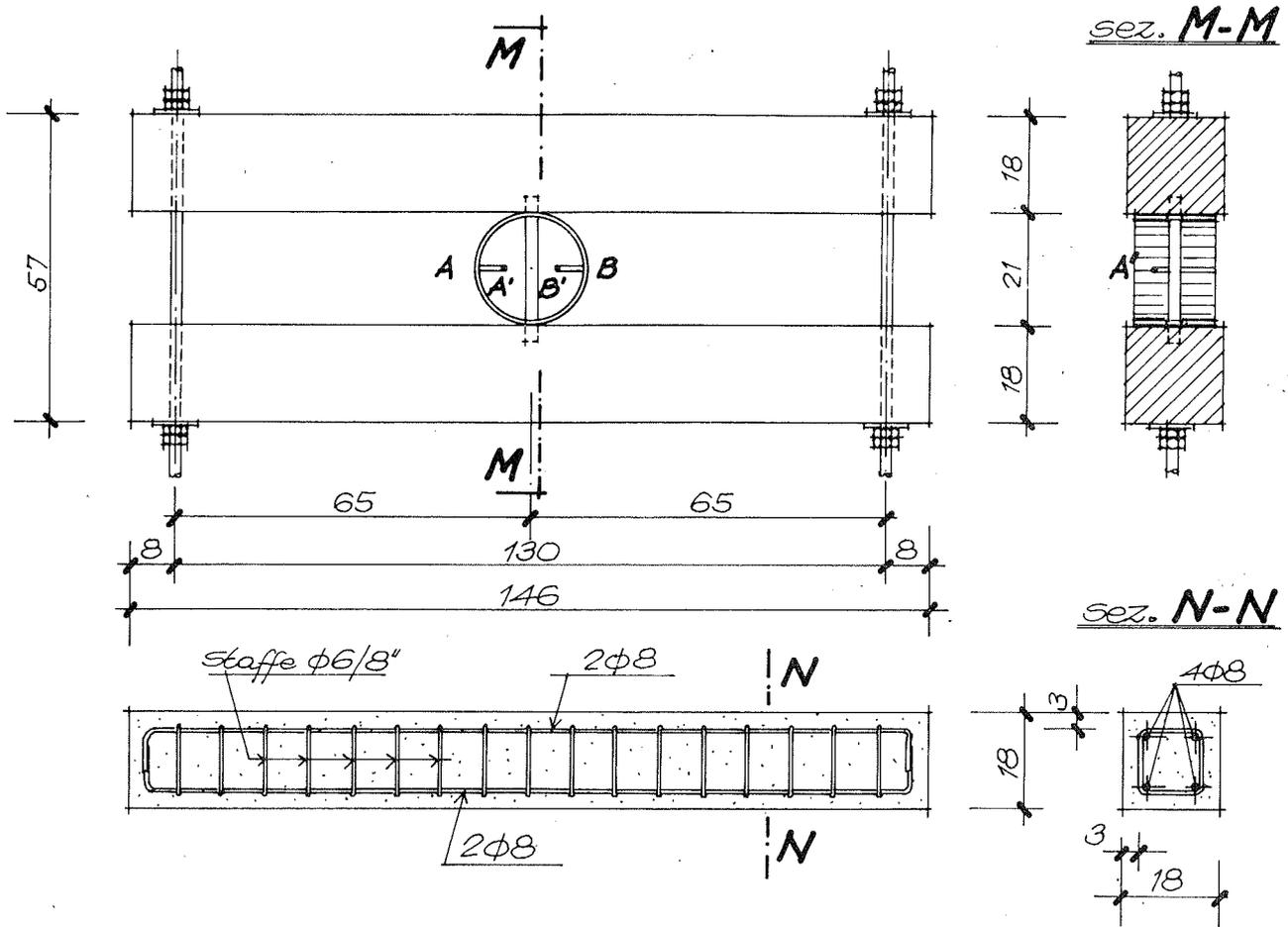
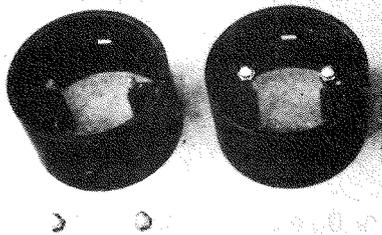


Fig. 1



Fot. 1

Si è previsto che, a deformazioni esaurite, il carico mutuo che si applicano i due travetti raggiunga il valore di 9,81 KN (1000 kg); pertanto per tale carico la variazione di lunghezza del diametro A-B vale:

$$\delta_{AB} = 77 \text{ mm}/100 ;$$

le tensioni massime del calcestruzzo e dell'acciaio risultano:

$$\sigma_c = 5,8 \text{ N/mm}^2 , \quad \sigma_s = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (2400 kg/cm}^2\text{)} ,$$

e si ha l'apertura media delle lesioni:

$$w_m \approx 0,08 \text{ mm} .$$

All'atto della tesatura delle barre di estremità, il carico deve valere 12,3 KN, per tenere conto delle deformazioni viscosi, e di con

sequenza si ha:

$$\delta_{AB} = 96 \text{ mm/100}, \quad \sigma_c \cong 7,3 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_s = 294 \text{ N/mm}^2, \quad w_m \cong 0,112 \text{ mm}.$$

Le prevedibili variazioni termiche non provocano rilevanti alterazioni dello stato di tensione. Con i consueti calcoli si trova che il carico di rottura, per lo schema statico di fig. 1, vale all'incirca $P = 27,5 \text{ KN}$.

Le misure effettuate col dinamometro per calibrare il carico iniziale tra le varie coppie di travetti sono riportate nel certificato Pos. 376/1 del Laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni.

2.2. Caratteristiche dei materiali e modalità di confezione

Ogni travetto è a sezione quadrata con lato di $0,18 \text{ m}$ ed è lungo $1,46 \text{ m}$; l'armatura è costituita da quattro barre $\varnothing 8$ e staffe $\varnothing 6$ con passo $0,08 \text{ m}$ (fig. 1); la composizione dei calcestruzzi A,B,C è riportata nella seguente tab. 1:

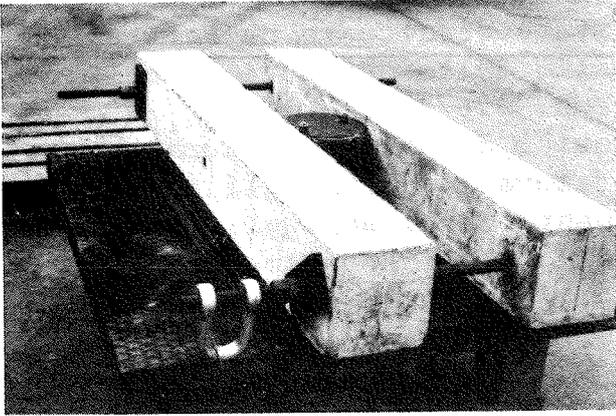
Tabella 1

Tipo di calcestruzzo	A	B	C
Inerti:			
Sabbia fine (KN/m^3)	3,24	2,88	2,45
Sabbia granita (KN/m^3)	5,40	4,81	4,81
Ghiaino (KN/m^3)	3,44	3,06	3,06
Ghiaia (KN/m^3)	6,08	5,43	5,43
Cemento d'alto forno (KN/m^3)	3,43	3,43	4,41
Additivo per idrocal:			
UWB/82 (KN/m^3)	0	-	-
Anti Foam ($1/\text{m}^3$)	0	-	-
Rapporto acqua/cemento ⁽⁶⁾	$\sim 0,62$	$\sim 0,73$	$\sim 0,60$

Si può osservare che per il calcestruzzo idrocal si rendono necessarie quantità minori di inerti in quanto gli additivi, che gli conferiscono le particolari caratteristiche di cui si è già detto, provocano anche un aumento di volume; ciò trova riscontro nel peso specifico che è risultato di $\sim 22,6 \text{ KN/m}^3$ per il calcestruzzo ordinario e di $\sim 21,6 \text{ KN/m}^3$ per l'idrocal.

Il getto dei travetti è avvenuto entro casseri metallici; dopo due giorni di maturazione, raggiunta la consistenza necessaria per ri-

⁽⁶⁾ E' stato adottato un rapporto acqua-cemento sensibilmente superiore al valore corrente (si veda in proposito il punto 1b).



Fot. 2

muovere i casseri, i travetti sono stati posti in vasche d'acqua marina per completare l'indurimento fino a 28 giorni dal getto. A tale data i travetti sono stati accoppiati e messi sotto carico secondo quanto già indicato al punto 2.1, quindi sono stati definitivamente posti in mare. Nella fot. 2 è visibile una coppia di travetti pronta per essere immersa.

2.3. Modalità di conservazione in mare

Le coppie di travetti sono state calate dal bordo della banchina di Porto Corsini (Stabilimento già citato) fino ad adagiarle sul fondo e sono state trattenute ad un estremo con un cavo d'acciaio collegato ad un picchetto fissato alla stessa banchina. In relazione ai lunghi periodi di permanenza in mare è stato prescelto, per l'immersione, un luogo sufficientemente protetto dalla violenza diretta delle mareggiate.

2.4. Il programma delle prove

Alla scadenza dei periodi sopra indicati, le varie coppie di travetti verranno recuperate; dopo aver verificato lo stato di sollecitazione mediante il dinamometro, i singoli travetti verranno portati a rottura.

Per ogni gruppo di prove sono stati confezionati 16 travetti di cui 8 tipo A, 4 tipo B e 4 tipo C; sono state realizzate così otto coppie di cui quattro con travetti A e B e quattro con travetti A e C. Complessivamente, dunque, sono stati realizzati 48 travetti i quali, come detto, verranno portati a rottura dopo il previsto tempo di permanenza in mare.

Per poter trarre indicazioni sull'influenza provocata dallo stato di sollecitazione e dall'immersione in mare sulla resistenza dei travetti, ne sono stati approntati altri che, confezionati con le modalità già indicate, sono conservati in laboratorio; verranno quindi portati a rottura a 6 mesi - 1 anno - 3 anni per poter effettuare i previsti confronti.

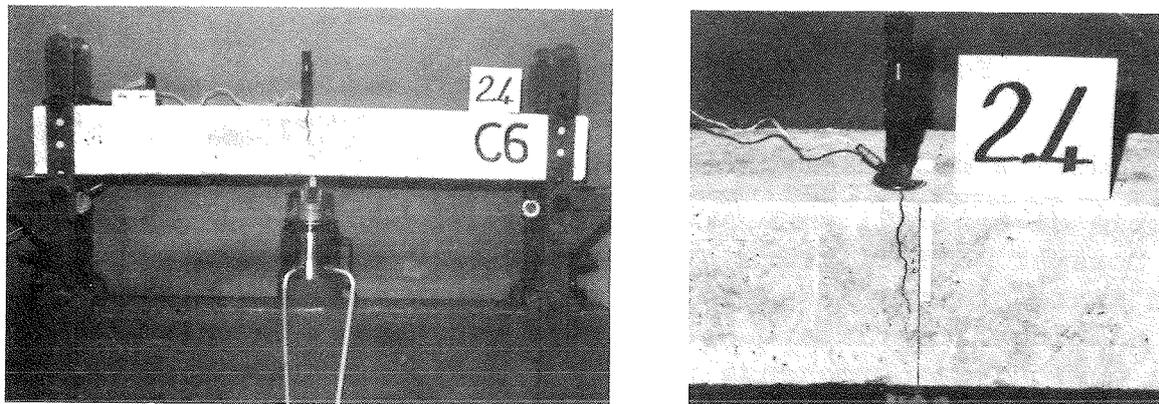
Altri 12 travetti sono già stati provati a 28 giorni (fot. 3).

3. LE PROVE A ROTTURA A 28 GIORNI

Le prove a rottura, svoltesi presso lo stabilimento della "Cementi Ravenna", hanno interessato un numero di travetti tale da poter definire con sufficiente approssimazione il valor medio del carico di

rottura; anche tali esperienze sono state effettuate da Personale del Laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni e le misure sono riportate nel certificato Pos. 376/2.

Nella fot. 3 è mostrato lo schema statico dei travetti durante la prova: per ogni travetto sono stati rilevati, oltre agli spostamenti verticali in mezzeria, gli spostamenti degli appoggi; è stato dunque possibile costruire i diagrammi carichi-spostamenti. Sono state inoltre rilevate la posizione e l'apertura delle fessure ai diversi livelli di carico.



Fot. 3

I risultati di tali prove preliminari possono essere sintetizzati come segue:

- Il valor medio del carico di rottura, ottenuto scartando i valori estremi, è risultato (a 28 giorni) di 28,5 KN per i travetti A, di 26,6 KN per quelli B e di 25,4 KN per i travetti C.
- I diagrammi carichi-spostamenti, riportati come esempio in fig. 2 per ogni tipo di travetto, sono abbastanza simili fra loro. Da essi si può cogliere, con sufficiente approssimazione, il carico di fessurazione; può essere quindi rilevato il rapporto degli spostamenti a rottura e a fessurazione.
- La rottura è avvenuta per schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della sezione di mezzeria, sotto il carico applicato (sezione nella quale si è manifestata la prima fessura); per un carico $P = 9,81$ KN l'apertura massima è stata di 1,1 mm/10 per i travetti A, di 1,4 mm/10 per quelli B e di 1,3 mm/10 per i travetti C (quindi leggermente superiori a quella indicata dalle Norme).

Naturalmente per i calcestruzzi dei travetti portati a rottura si sono effettuate le prove di rito per la determinazione della resistenza alla compressione e si sono ottenuti per i tre tipi di calcestruzzo (A,B,C) rispettivamente i seguenti valori: 22 - 18,5 - 22,9 N/mm². Si veda in proposito il punto 2.2.

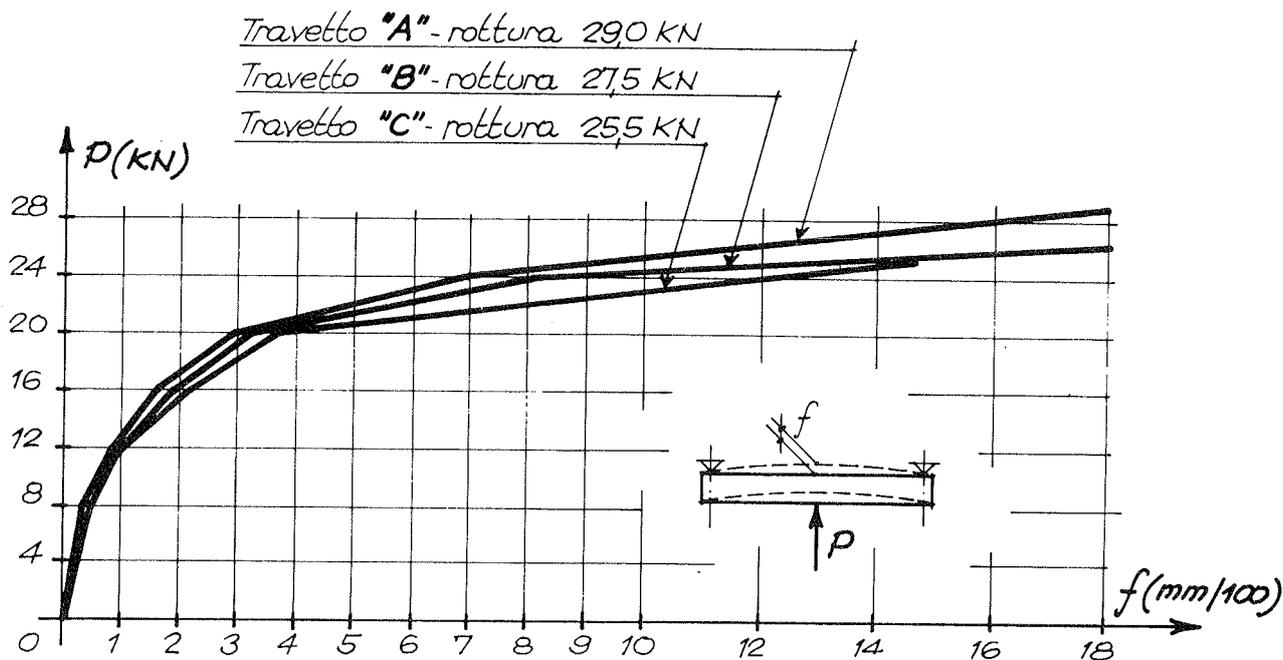


Fig. 2

4. LE PROVE SUI CAMPIONI DI CALCESTRUZZO

Come già accennato in premessa, si è ritenuto opportuno svolgere anche un'estesa indagine sui diversi tipi di calcestruzzo impiegati pure per la confezione dei travetti; in particolare è stato messo a punto un dispositivo per la determinazione della resistenza a trazione del calcestruzzo. In aggiunta, e per confronto, si stanno effettuando "prove brasiliane" di resistenza a trazione e le consuete prove a compressione.

4.1. Le prove a trazione

ELEMENTO PER PROVA A TRAZIONE

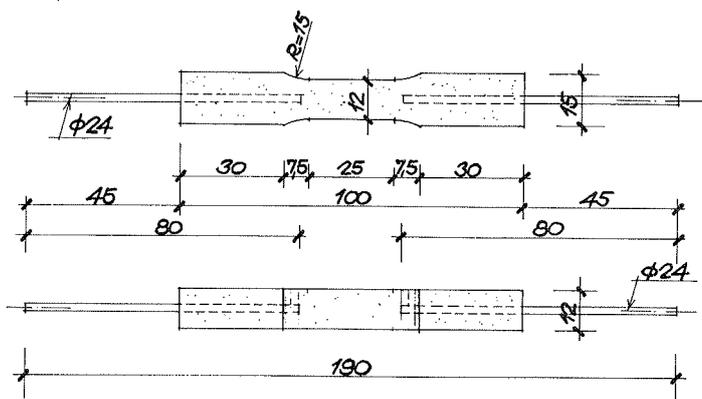


Fig. 3

In fig. 3 è riportata la forma di un provino di calcestruzzo per la prova di resistenza a trazione; il provino ha una sezione minima di $12 \times 12 \text{ cm}^2$ e presenta le estremità allargate in maniera tale che in esse possono ancorarsi due barre metalliche ad aderenza migliorata: tramite queste viene posto in trazione il calcestruzzo. Il getto dei provini viene fatto in orizzontale su una faccia piana del provino e, appena raggiunta la consi-

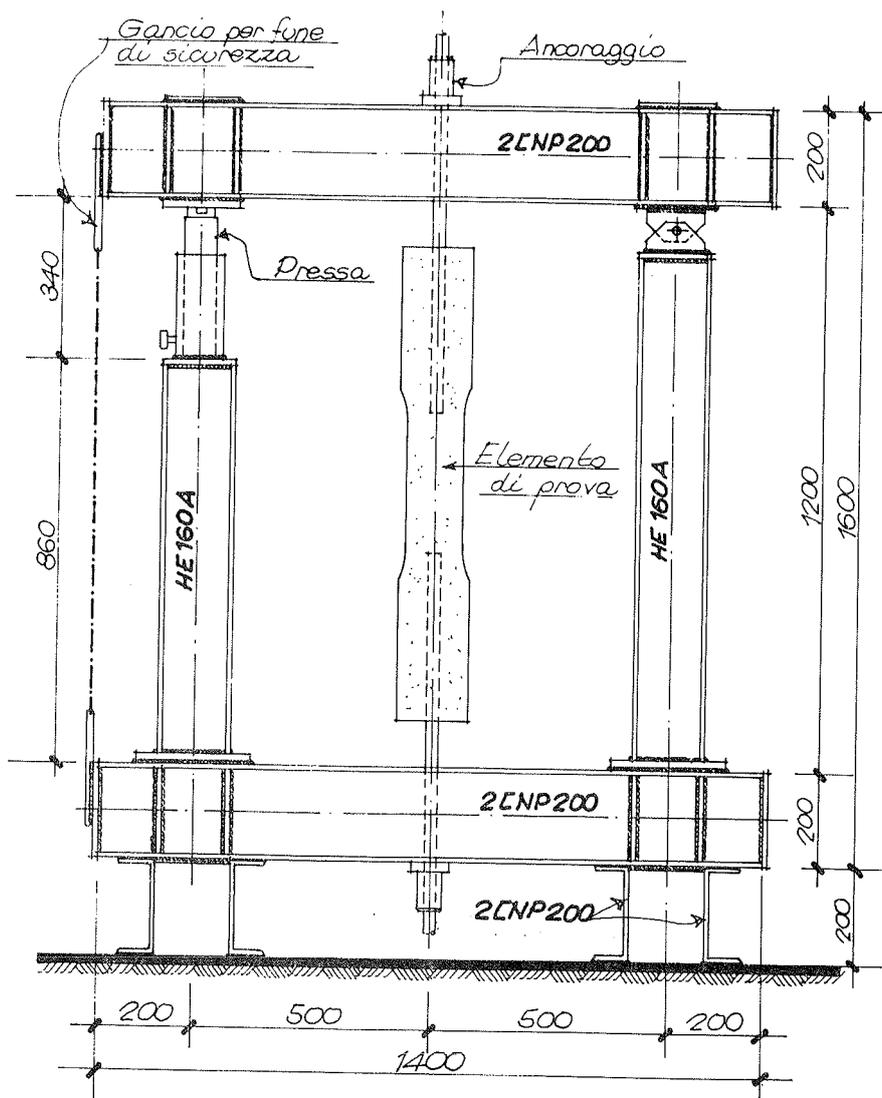


Fig. 4

stenza utile per sostenersi lateralmente, vengono tolte le sponde sagomate del cassero in modo tale che un eventuale ritiro della massa del calcestruzzo non provochi un preventivo stato di sollecitazione o di microfessurazione. Avvenuta quindi la maturazione completa lasciando riposare il provino sul fondo piano del cassero, gli elementi vengono sottoposti a trazione mediante il dispositivo riportato schematicamente in fig. 4.

Gli elementi da provare, realizzati con i tre tipi di calcestruzzo già menzionati (A,B,C), sono previsti in numero di 36, ugualmente ripartiti fra i tipi A, B e C (si veda in proposito il punto 1f).

4.2. La prova brasiliana di resistenza a trazione e le prove a compressione

La resistenza a trazione del calcestruzzo è stata determinata anche mediante la prova brasiliana, consistente, com'è noto, nel sottoporre un provino cilindrico ad un carico uniforme di compressione applicato lungo due generatrici diametralmente opposte; la tensione

di rottura per trazione si deduce dal carico di rottura P mediante la relazione

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi D l}$$

dove D ed l rappresentano rispettivamente il diametro della sezione del provino e la lunghezza. Per assicurare la ripartizione del carico, sono state inserite, fra il cilindro e le piastre della pressa, strisce di materiale deformabile; le dimensioni dei cilindri sono D = 15 cm ed l = 30 cm.

Si prevede di realizzare complessivamente 54 cilindri, vale a dire 18 cilindri per ciascuno dei tre tipi di calcestruzzo; le prove a rottura sono state effettuate in tre gruppi di 6, aventi rispettivamente una stagionatura in aria di 7, 28 e 56 giorni. Si è ritenuto necessario svolgere prove anche a 56 giorni a causa del più lento indurimento dell'idrocal.

Un analogo programma di prove è stato avviato per la determinazione della resistenza a compressione mediante cubi con lato di 15 cm.

Le prove citate sono tuttora in corso di svolgimento e pertanto gli autori ritengono conveniente presentare i risultati riuniti, essendo particolarmente significativi i confronti.

COMPORAMENTO A COLLASSO DEL CALCESTRUZZO IN STATI BIASSIALI

Lucio NOBILE

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - BARI

SOMMARIO

La crisi del calcestruzzo manca ancora di una soddisfacente analisi teorica a livello macroscopico, a differenza di quanto ormai è stato fatto per i materiali metallici. Nonostante il notevole impegno profuso da molti Ricercatori, i risultati sperimentali non hanno spesso il supporto di una adeguata giustificazione teorica. Recentemente, alla luce dei risultati della Meccanica della Frattura, si è cercato di formulare idonei modelli di crisi. Partendo dai risultati conseguiti in un precedente lavoro è possibile rappresentare nel piano di Mohr per stati biassiali la frontiera di microfessurazione stabile, o di propagazione stabile di microfessure preesistenti sotto carico, onde poter effettuare utili confronti con risultati sperimentali. Particolarmente interessante è il confronto effettuato nel presente lavoro fra i risultati teorici e i dati conseguiti di recente da alcuni Autori, attraverso prove condotte su campioni cilindrici cavi in calcestruzzo sottoposti a Torsione e Compressione.

SUMMARY

In this paper the Author makes a comparison in the Mohr diagram between the theoretic results related to crack propagation and experimental data obtained by other Authors from tests on concrete specimens under biaxial stresses.

1. PREMESSA

In un precedente lavoro l'Autore (I) ha rappresentato i criteri di rottura fragile di Griffith e di Sih (Max Stress Theory) nel piano di Mohr per stati biassiali, con il risultato di poter effettuare confronti con alcuni dati sperimentali relativi ai calcestruzzi. Naturalmente la comparazione viene effettuata fra risultati te-

orici relativi al fenomeno di frattura, intesa come estensione di discontinuità già presenti (microcricche), e i risultati conseguiti per via sperimentale e relativi alla rottura, intesa come formazione di superfici di separazione che dividono il continuo in più parti. Giova osservare che nel calcestruzzo, materiale composito fragile, sono presenti dei distacchi (microlesioni o microcricche) all'interfaccia inerte-malta, ancor prima che esso venga caricato, in conseguenza del complesso fenomeno di idratazione del cemento (ritiro ed incompatibilità termica) (II). Una volta realizzato il carico, questi distacchi interfacciali si estendono interessando sempre di più l'interfaccia dell'inerte fino a propagarsi nella malta. Recenti ricerche sperimentali (III,IV,V,VI) hanno mostrato che fino a circa il 50% del carico di rottura si ha scarsa propagazione e che corrispondentemente il comportamento del materiale è di tipo elastico. All'aumentare dei carichi le microlesioni si propagano sempre più estesamente finché, raggiunto circa il 90% del carico di rottura, la loro propagazione diventa veloce, acquistando il carattere della instabilità e causando la formazione di un reticolo continuo: siamo, cioè, nello stadio di incipiente collasso, in cui la rottura può verificarsi anche senza aumento dei carichi.

Dall'esame delle curve di variazione specifica di volume nelle prove di compressione biassiale al variare delle tensioni applicate, si individuano dei punti indicativi del comportamento sotto carico delle cricche preesistenti. Infatti i punti appartenenti alle curve riportate da Kupfer, Hilsdorf e Rusch (VII) indicati con P_i , S e P_i (fig.1) sono relativi a stati tensionali rispettivamente S_i di propagazione stabile, di stazionarietà e di propagazione instabile; al primo stadio a comportamento elastico segue quello per il quale alla diminuzione di volume conseguente agli incrementi di carico si contrappone l'incremento dovuto alla microfessurazione stabile finché, raggiunto il livello di tensione corrispondente al punto S , si osserva un incremento di volume dovuto al prevalere del fenomeno di microfessurazione. Il punto P_i è relativo alla propagazione instabile, indica cioè il particolare valore del carico che è detto di incipiente collasso.

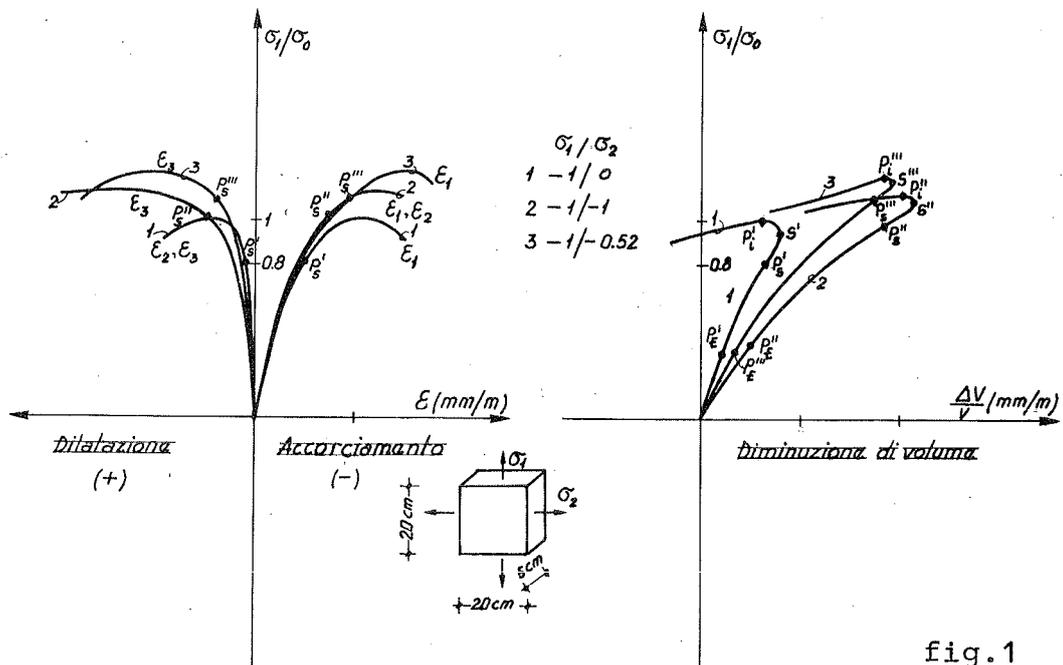


fig.1

Il punto P_S corrisponde nel piano di Mohr alla frontiera del dominio di propagazione stabile delle cricche preesistenti nel semipiano $\sigma < 0$, rappresentata attraverso l'applicazione dei criteri di Griffith e di Sih nel lavoro (I).

Alcuni Autori (VIII) recentemente hanno indagato sul comportamento del calcestruzzo leggero strutturale (c.s.l.) sotto uno stato di tensione composto (σ, τ) , rilevando una notevole mole di risultati sperimentali. In particolare hanno sottoposto a compressione e torsione cilindri cavi in c.s.l. con una tecnica già sperimentata, rilevando il livello dei carichi corrispondente all'apparire delle prime fessurazioni e la loro inclinazione, oltre a determinare il carico di rottura. E' ovvio che l'apparire della prima lesione, intesa come coalescenza delle microcricche durante la fase di propagazione stabile, avviene ad un livello tensionale il cui punto rappresentativo è al di fuori del dominio di propagazione stabile in compressione. Il presente lavoro è dedicato ad un confronto tra i risultati sperimentali conseguiti dai suddetti Autori (VIII) e quelli teorici derivanti dall'applicazione del criterio di Sih, che è risultato essere più aderente alla realtà sperimentale, nella forma messa a punto dall'Autore nel già citato lavoro (I).

2. APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI FRATTURA

Consideriamo un elemento cilindrico cavo di sezione sottile contenente un crack di Irwin (IX) di lunghezza $2a$, inclinato dell'angolo γ rispetto alla direzione del suo asse e sollecitato sulle basi estreme da uno sforzo centrato di compressione N e da un momento torcente M_t (fig.2).

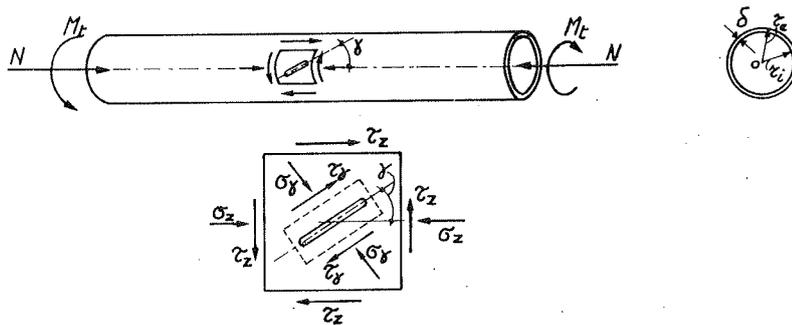


fig.2

Nell'ipotesi di poter trascurare la curvatura della parete, e cioè considerando il line-crack giacente sul piano tangente, la tensione normale $\sigma_\gamma^{(\infty)}$ e quella tangenziale $\tau_\gamma^{(\infty)}$, agenti all'infinito sulle giaciture parallele all'asse del crack e disegnate in fig.2, valgono:

$$\begin{aligned} \sigma_\gamma^{(\infty)} &= \sigma_z^{(\infty)} \sin^2 \gamma + \tau_z^{(\infty)} \sin 2\gamma \\ \tau_\gamma^{(\infty)} &= -\tau_z^{(\infty)} \cos 2\gamma - \left(\sigma_z^{(\infty)} / 2 \right) \sin 2\gamma \end{aligned} \quad (2.1)$$

Trascurando l'influenza delle tensioni normali parallele al line-crack, gli stress-intensity factors, relativi rispettivamente al mo-

do opening ed al modo sliding di propagazione, sono:

$$\begin{aligned} K_I &= \sigma_\gamma^{(\infty)} \sqrt{a} = (\sigma^{(\infty)} \sin^2 \gamma + \tau^{(\infty)} \sin 2\gamma) \sqrt{a} \\ K_{II} &= \tau^{(\infty)} \sqrt{a} = -(\tau^{(\infty)} \cos 2\gamma + (\sigma^{(\infty)}/2) \sin 2\gamma) \sqrt{a} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Le tensioni σ_z e τ_z , nell'ipotesi di sezione sottile chiusa, valgono a loro volta:

$$\sigma_z^{(\infty)} = \frac{N}{2 r_m s} \quad ; \quad \tau_z^{(\infty)} = \frac{M_t}{2 s r_m^2} \quad (2.3)$$

con $r_m = (r_i + r_e)/2$.

Per carichi crescenti lentamente e materiale nello stato fragile, il criterio della massima tensione circonferenziale di Sih stabilisce che la diramazione del crack avvenga a partire dal tip in direzione radiale nel piano ortogonale alla direzione della massima tensione circonferenziale (1). L'angolo $\theta = \theta_0$ di diramazione del crack, valutato a partire dal suo asse, è quello che rende stazionaria la tensione circonferenziale :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} \Big|_{\theta=\theta_0, r=r_0} = -\frac{3}{2} \tau_{r\theta} \Big|_{\theta=\theta_0, r=r_0} = 0 \quad (2.4)$$

In fig.4 vi è la rappresentazione grafica dell'angolo di diramazione in funzione della inclinazione dell'asse del crack rispetto alla direzione della tensione.

Ogni curva $\theta_0 = \theta_0(\gamma)$ è relativa ad un prefissato rapporto $s =$

$$s = \frac{\tau_z}{\sigma_z} = \frac{M_t}{N r_m}$$

Le equazioni che regolano l'inizio della diramazione del line crack nel caso di problema piano sono (IX) :

(1) Nell'intorno del tip (fig.3) le tensioni in coordinate cilindriche sono:

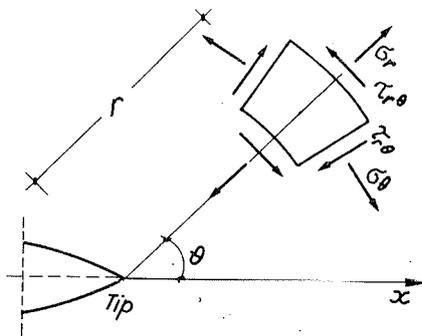


fig.3

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{2r} \cos(\theta/2) \left[K_I (1 + \sin^2(\theta/2)) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta - 2 K_{II} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2r} \cos(\theta/2) \left[K_I \cos^2(\theta/2) - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta \right] \\ \tau_{r\theta} &= \frac{1}{2r} \cos(\theta/2) \left[K_I \sin \theta + K_{II} (3 \cos \theta - \right. \\ &\quad \left. - 1) \right] \end{aligned} \quad (2.3')$$

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} \Big|_{\theta=\theta_0, r=r_0} = 0$$

$$\sigma_{\theta} \sqrt{2r} \Big|_{\theta=\theta_0, r=r_0} = K_{IC} \quad (2.5)$$

ove K_{IC} (detto stress-intensity factor critico) è un parametro intrinseco del materiale.

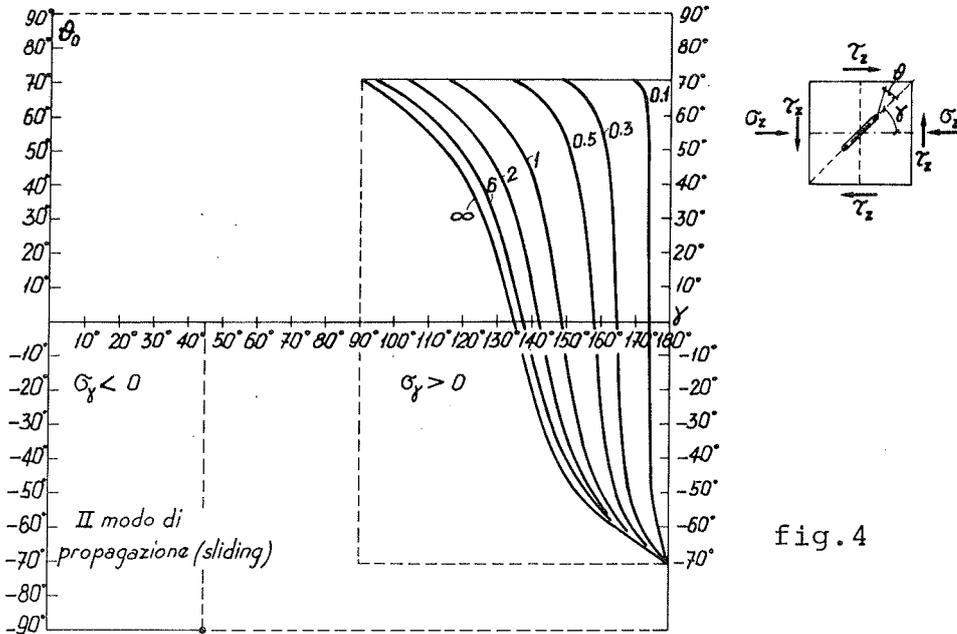


fig. 4

Nell'ipotesi che la resistenza a trazione σ_0 in regime monoassiale, relativa ad un provino macroscopicamente integro, sia la conseguenza dell'estensione di un line-crack ortogonale alla direzione della tensione a trazione di lunghezza $2a_0$, si ha:

$$\sigma_0 \sqrt{a_0} = K_{IC} \quad (2.6)$$

conseguentemente le (2.5), anche in virtù delle (2.2) e (2.6), diventano:

$$\sigma_z^{(\infty)} \sin^2 \gamma + \tau_z^{(\infty)} \sin 2\gamma = -\frac{3 \sin \theta_0}{f(\theta_0)} \sigma_0$$

$$\tau_z^{(\infty)} \cos 2\gamma + \frac{\sigma_z^{(\infty)}}{2} \sin 2\gamma = \frac{\sin \theta_0}{f(\theta_0)} \sigma_0 \quad (2.7)$$

Per un prefissato rapporto s , cioè al variare dell'angolo γ , si ottiene per le (2.4) il valore dell'angolo di diramazione e per le (2.7) i valori σ_z e τ_z relativi alla diramazione stessa. I valori di σ , τ relativi alle direzioni di propagazione sono quelli appartenenti alla frontiera a riportata in (I) e rappresentata in fig. 5.

Naturalmente il criterio di Sih valuta unicamente la tensione circonferenziale poiché postula che la diramazione avvenga a partire dal tip in direzione radiale. In tale ipotesi l'angolo di diramazione massimo è pari a $70,5^\circ$ ed è relativo alla estensione nel secondo modo (sliding).

Per una cricca in compressione, quando cioè K_I è negativa, l'estensione avviene solo nel secondo modo (sliding) con la conseguenza che le orientazioni critiche sono quelle per cui la τ tangenziale sulla giacitura parallela alla cricca è massima.

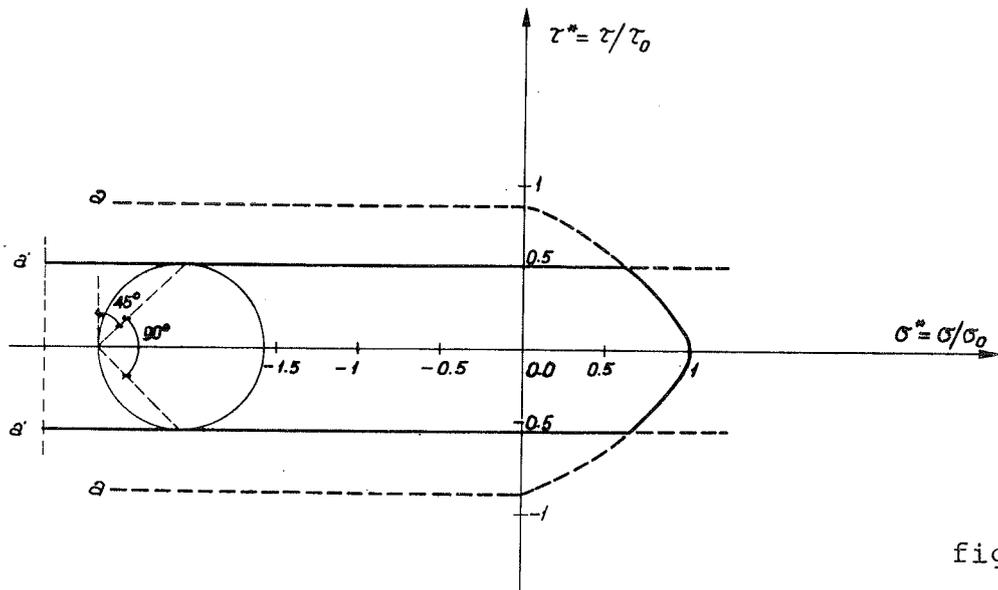


fig.5

Attraverso la particolarizzazione dello stato di tensioni nelle immediate vicinanze del tip, Alcuni Autori (X) hanno trovato che tra tutte le tensioni principali di trazione relative ai diversi valori di θ , quella massima è relativa a $\theta_0 = \pm \pi$ ed è parallela alla giacitura della cricca (fig.6). In queste condizioni l'estensione avviene in direzione ortogonale alla giacitura della cricca stessa e ad un livello di tensioni tale che:

σ_θ - tensione circonferenziale max
 σ_p - tensione principale max

$$\tau = \pm \sigma_0 / 2 \quad (2.8)$$

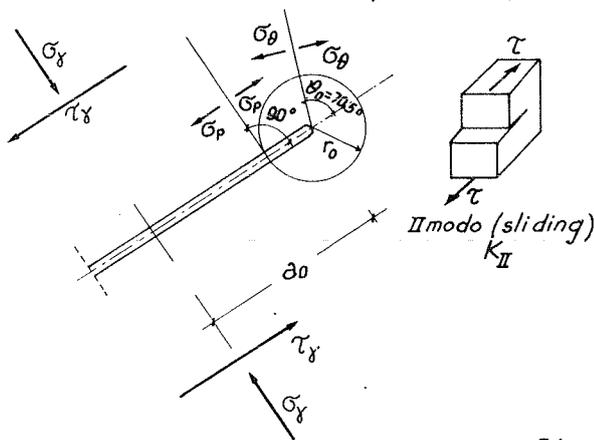


fig.6

Dall'analisi della condizione di diramazione di Sih, in regime biasiale e con $K_I > 0$, si evince che la soluzione $\theta = \pm \pi$ corrisponde all'annullarsi della σ_θ e viene ad essere scartata proprio perché σ_θ deve essere maggiore di zero. La condizione espressa dalla (2.8) equivale alla condizione di criticità per la σ_r che assume il valore massimo per $\theta = \pm \pi$ ed è indipendente

dal valore di K_I positivo, così come si evince dalle (2.3') (2). In tal caso nel semipiano $\sigma < 0$ le semirette della frontiera a diventano le a', valide anche nel semipiano $\sigma \geq 0$ (fig.5). Si può ipotizzare perciò che il dominio di microfessurazione si identifichi con la parte interna alle due rette suddette ed alla frontiera di Sih (fig.5), con l'osservazione che i punti appartenenti alle rette a' sono relative a stati tensionali per cui l'estensione avviene nel secondo modo (sliding) per cricche ad orientazione critica (nel nostro

- (2) La criticità per la σ_r equivale alla condizione di massimo per le tensioni principali di trazione, che sono funzione dell'angolo θ , e che possono essere ricavate in maniera immediata dalle espressioni delle tensioni nell'intorno del tip in coordinate cartesiane.

caso $\gamma = 1/2 \arctg(1/2s)$, $\gamma = (1/2 \arctg(1/2s) + 90^\circ)$ (3).

Alla frontiera di microfessurazione si può far assumere il significato di curva intrinseca, dovendo essa essere necessariamente tangente ai cerchi di crisi (intendendo la crisi come estensione del line-crack); essa può anche fornire le direzioni di crisi (diramazioni) ottenute congiungendo i punti di tangenza con il polo (punto rappresentativo della tensione principale minore) (fig.5). Nel nostro caso le $\bar{\sigma}_z$ e $\bar{\tau}_z$ sono espresse dalle equazioni:

$$\bar{\tau}_z \cos 2\gamma + \frac{\bar{\sigma}_z}{2} \sin 2\gamma = -\frac{\bar{\sigma}_0}{2} \quad (2.9)$$

$$\frac{\bar{\tau}_z}{\bar{\sigma}_z} = s$$

con γ che può assumere i due valori critici suddetti.

3. CONFRONTO CON I RISULTATI SPERIMENTALI

Nella fig.7 è riportato l'andamento dell'angolo di diramazione ($\gamma + \theta_0$) valutato a partire dalla direzione di $\bar{\sigma}_z$ in funzione del rapporto $\bar{\tau}/\bar{\sigma} = s$. Nel caso di cricca sollecitata a trazione e taglio, l'angolo di diramazione in corrispondenza di $s = \bar{s}$ è unico. Sempre in fig.7 sono stati rappresentati per alcuni valori di $s = \bar{s}$ le inclinazioni delle prime lesioni rilevate dagli Autori citati (VIII). Anche se il paragone non è molto omogeneo, a causa della differenza che intercorre fra microcricca diramata e prima lesione, intesa quest'ultima come coalescenza di microcricche diramatesi, è da rilevare che le inclinazioni più critiche risultano essere quelle per cui si combinano i due modi di propagazione (opening e sliding) e che corrispondono a stati tensionali maggiori di quelli corrispondenti al solo modo sliding.

Infatti se si analizza la fig.8, in cui sono rappresentati per diversi valori di s i punti P_p relativi all'apparire della prima lesione (rilevazione sperimentale (VIII)) ed i punti P_s relativi alla diramazione di cricche preesistenti (analisi teorica), si nota che il livello di tensioni di diramazione in compressione è ben al di sotto di quello relativo alla diramazione in trazione.

Poiché per i suddetti criteri di frattura fragile la "crisi" corrisponde in regime di compressione e taglio alla propagazione stabile delle cricche (denominata microfessurazione stabile) e, in regime di trazione o trazione e taglio, alla propagazione instabile (microfessurazione immediatamente seguita dal collasso), si deduce che l'apparire delle prime lesioni in alcuni provini (VIII) corrisponde alla "crisi" in regime di trazione e taglio.

(3) In un recente lavoro di carattere sperimentale (XI) è stato osservato che, per cricche inclinate di 45° rispetto alla direzione del carico in regime monoassiale di compressione, le estensioni avvengono in direzione ortogonale all'asse della cricca.

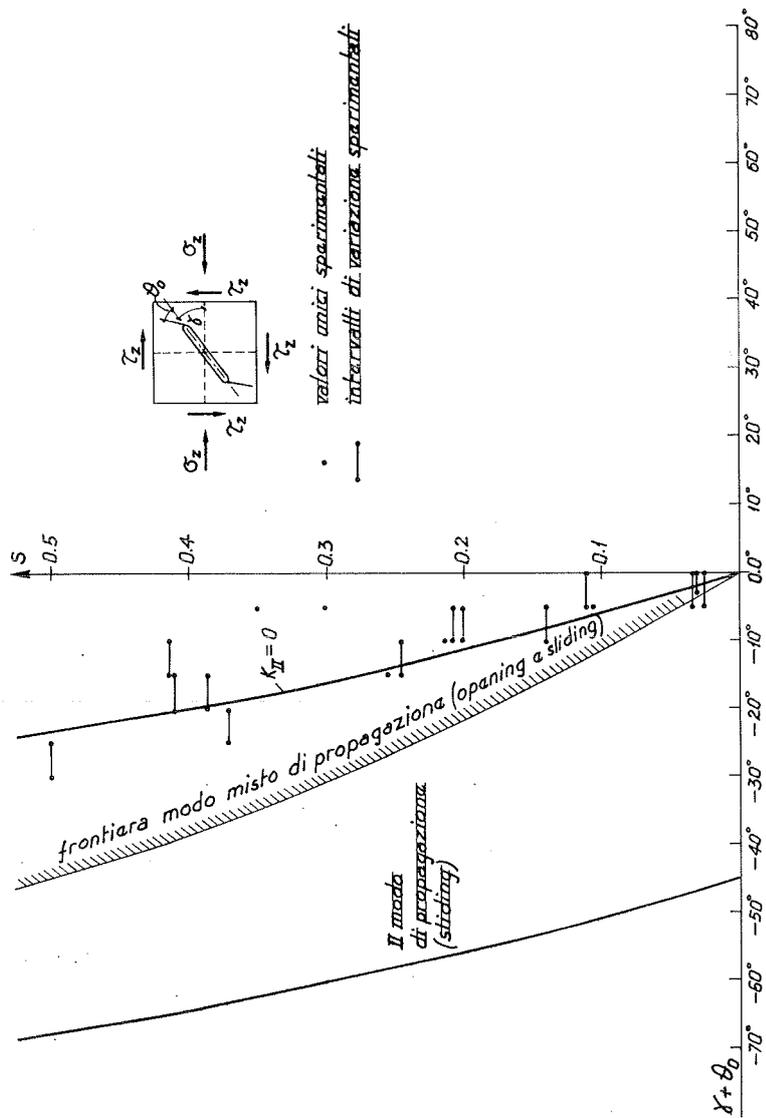


fig. 7

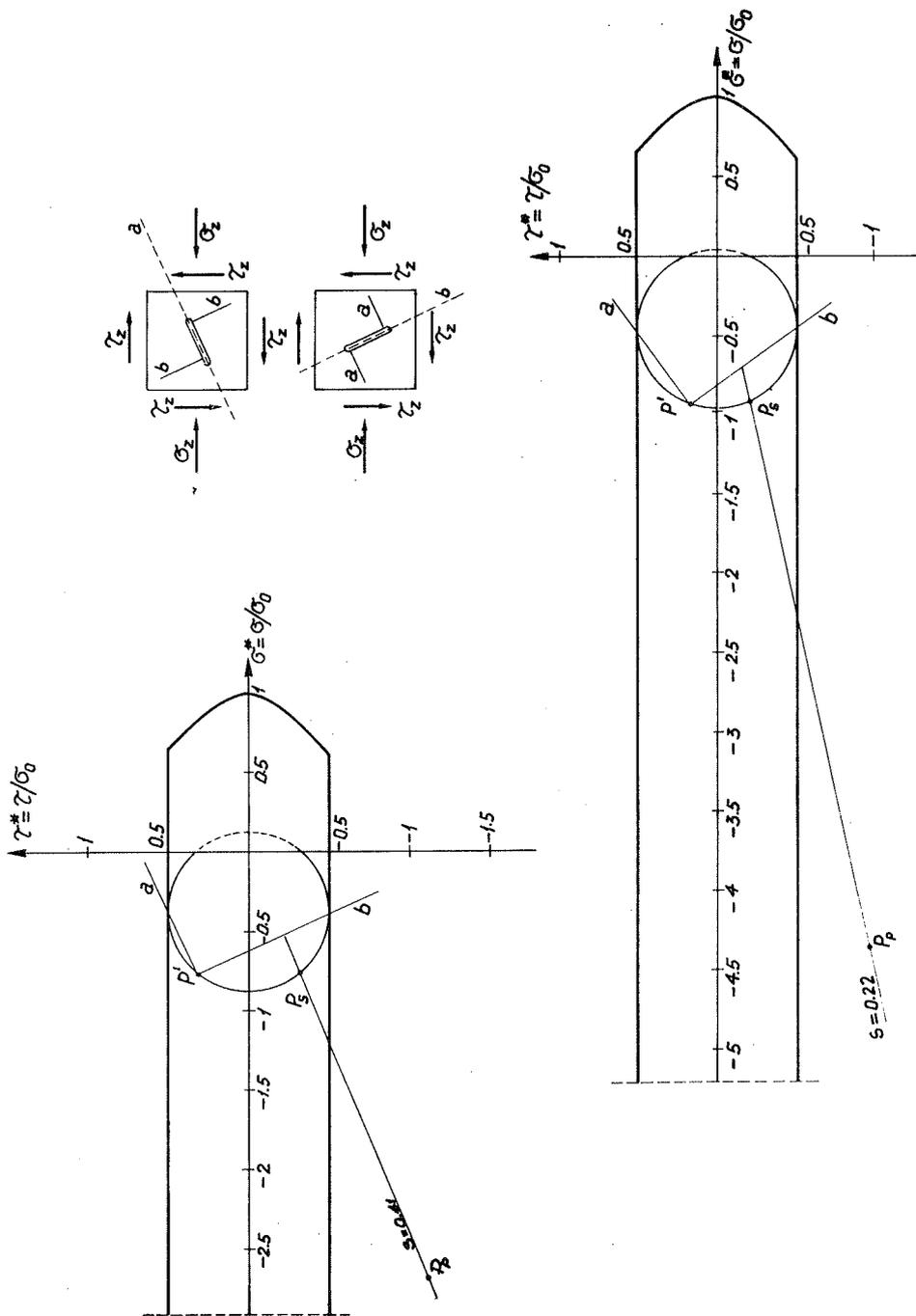


fig. 8

BIBLIOGRAFIA

- (I) NOBILE L.: Rappresentazione nel piano di Mohr dei criteri di rottura fragile di Griffith e di Sih, *Giornale del Genio Civile*, 1980, Fasc. 10-11-12.
- (II) NEVILLE A.M.: *Le proprietà del calcestruzzo*, Sansoni, 1980.
- (III) ROBINSON S.R.: Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete, *Proc. Int. Conf. "The structure of concrete" (LONDON)*, 1965.
- (IV) SLATE F.O. & OLSEFSKI S.: X-rays for study of internal structure and microcracking of concrete, *Journal of the American concrete Institute- Poceeding*, 1974, Vol. 60.
- (V) DHIR R.H. & SANGHA M.: Development and propagation of microcracks in plain concrete, *Materiaux et Constructions*, 1974, n. 37.
- (VI) BENOUNICHE S.: Modelisation de l'endommagement du beton hydraulique par microfessuration en compression, *These du 3^e cycle (Paris VI-Enset)*, 1979.
- (VII) KUPFER H. & HILSDORF H.K. & RUSCH H.: Behavior of concrete uniaxial stresses, *ACI Journal* August, 1969.
- (VIII) CALZONA R. & DE MARTINO A.: Esperienze sulle caratteristiche di resistenza di un calcestruzzo leggero strutturale a stati di tensione composta, *Pubbl. n. 48 Ist. di Scienza e Tecnica delle Costr. Fac. di Architettura (Roma)*, 1974.
- (IX) ERDOGAN F. & SIH G.C.: On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear, *Jour. of basic Engineering*, 1963.
- (X) OBERT L.: Brittle fracture of the rock, *FRACTURE*, Vol. VII cap. 3^o.
- (XI) DESAY P.: Fracture of concrete in compression, *Materiaux et Constructions*, 1977, Vol. 10 n. 57.

BARI, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Gennaio 1983.

CEMENTO ARMATO CON FIBRE D'ACCIAIO

Ing. MARC VAN DE WALLE

1. INTRODUZIONE

Anche se l'evoluzione della tecnologia del calcestruzzo è stata lenta nel corso dei secoli, si deve riconoscere che il calcestruzzo offre numerosi vantaggi come viene dimostrato nelle molteplici applicazioni.

- D'altra parte il calcestruzzo è un materiale a peso morto elevato, di cui il rapporto carico/peso morto è basso e il rapporto resistenza a trazione/resistenza a compressione insignificante.
- Negli ultimi anni numerose ricerche sono state effettuate per migliorare le caratteristiche del calcestruzzo ed in particolare con l'aggiunta di fibre d'acciaio.
- Il calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio è considerato attualmente un materiale da costruzione nuovo e totalmente diverso grazie alla sua migliore duttilità e resistenza alla rottura.
- I materiali di base sono tuttavia gli stessi di un calcestruzzo convenzionale. Le specifiche relative alla alta qualità dei componenti sono di applicazione anche per il calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio. Le caratteristiche del calcestruzzo dipendono dai metodi di messa in opera e dal modo di compattare il conglomerato.

2. GENERALITA'

2.1 IL CALCESTRUZZO CON FIBRE D'ACCIAIO

Il calcestruzzo con fibre è un materiale composito.

La matrice è composta da cemento, inerti fini e grossi, di acqua e da sottili fibre d'acciaio distribuite a caso nella massa del calcestruzzo per ottenere un rinforzo multidirezionale ed il miglioramento di certe caratteristiche.

2.2 CARATTERISTICHE

Il calcestruzzo convenzionale è un materiale relativamente fragile.

Il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio è superiore al calcestruzzo convenzionale per la sua maggiore resistenza e le sue proprietà antifessurazione.

Il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio oltre alla sua più grande resistenza a flessione possiede:

- una maggiore resistenza allo sgretolamento
- una maggiore resistenza a fatica
- una maggiore tenacità
- un'ottima resistenza agli urti
- una duttilità (capacità di deformazione) superiore
- una migliore tenuta ai carichi dopo fessurazione
- una migliore resistenza alla trazione da flessione e al taglio

2.3 QUALITA' DEL CALCESTRUZZO ARMATO CON FIBRE D'ACCIAIO

La qualità del calcestruzzo armato con fibre d'acciaio dipende da:

- a) la qualità del calcestruzzo (dosaggi)
- b) la presenza di fibre d'acciaio
 - le caratteristiche delle fibre d'acciaio
 - il rapporto lunghezza/diametro
 - l'ancoraggio meccanico nel conglomerato
 - la quantità di fibre d'acciaio nella matrice cementizia

3. TECNOLOGIA

3.1 LAVORABILITA'

Il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio deve essere studiato in funzione della sua lavorabilità.

Il rapporto acqua cemento dipende da un certo numero di fattori: forma e dimensione degli inerti, uso di additivi superfluidificanti e modo di compattare. Per ottenere un calcestruzzo armato con fibre d'acciaio omogeneo si deve tener conto di alcuni fattori particolari: una composizione del calcestruzzo appropriata e assicurarsi che l'impasto si faccia correttamente.

Per ottenere una buona lavorabilità è necessario determinare le caratteristiche esatte e la quantità di fibre oltre alle dimensioni e al volume degli inerti.

3.2 COMPOSIZIONE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO

Due fattori importanti determinano la scelta della composizione di un conglomerato cementizio fibroso:

- a) le esigenze di resistenza in funzione dell'applicazione
- b) una buona lavorabilità.

3.2.1 RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO ARMATO CON FIBRE D'ACCIAIO

$$R = A + B \cdot p \cdot \frac{L}{D} \quad (1)$$

La formula empirica (1) dà la resistenza a flessione di un calcestruzzo armato con fibre

R = resistenza a flessione del calcestruzzo fibroso

A = resistenza a flessione dello stesso calcestruzzo senza fibre

B = costante che dipende dalla qualità dell'acciaio e dalla forma delle fibre

p = percentuale in volume di fibre d'acciaio

L/D = rapporto lunghezza/diametro delle fibre d'acciaio

3.2.2 LAVORABILITA'

La lavorabilità del calcestruzzo armato con fibre è influenzato da:

- le caratteristiche geometriche delle fibre d'acciaio e dalla quantità del calcestruzzo stesso
- la composizione del calcestruzzo

La figura 1 illustra il rapporto tra il dosaggio critico delle fibre d'acciaio (%) e il rapporto L/D delle fibre.

Se ne deduce che:

1. La diminuzione di lavorabilità è direttamente proporzionale al volume degli inerti.
2. L'influenza dei grossi inerti è più importante di quella dei piccoli inerti.
3. L'impiego di fibre d'acciaio con un rapporto L/D elevato rende la lavorabilità dell'impasto più difficile.

Fino a un rapporto L/D = 50 le fibre possono essere introdotte senza attrezzatura speciale.

Al di sopra di 50 se si vuole ottenere una distribuzione omogenea si deve ricorrere a un setaccio vibrante o a un dosatore.

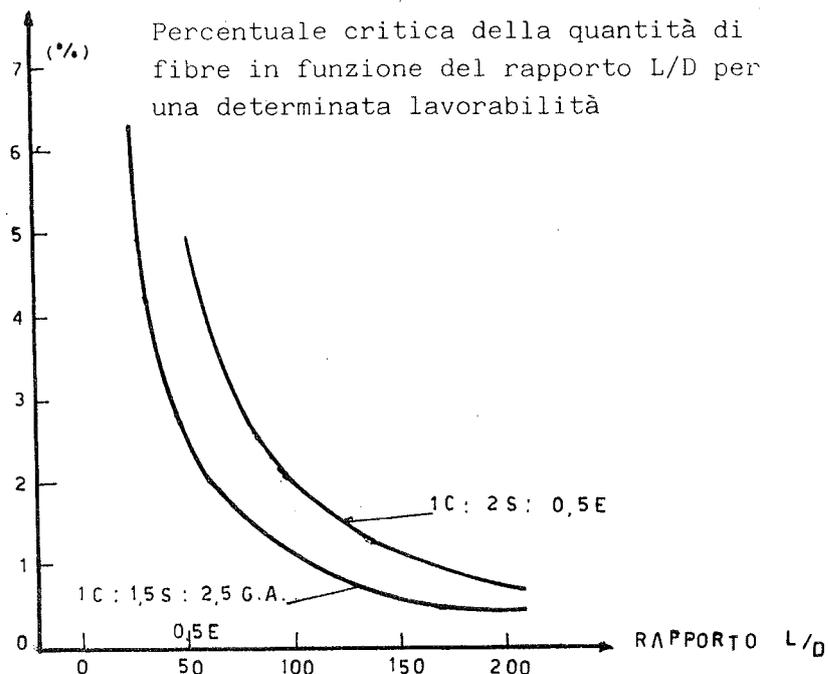


fig. 1

Una soluzione valida per evitare l'impiego di queste attrezzature speciali consiste nell'incollare le fibre in placchette da 25/30 fibre riducendo artificialmente il rapporto L/D. (fig. 2)

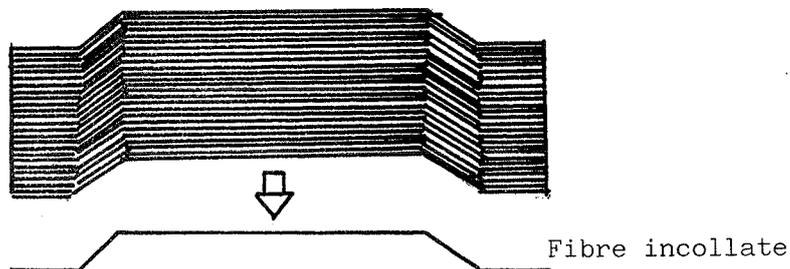


fig. 2

Grazie al basso rapporto L/D le placchette di fibre incollate risolvono i problemi di miscelazione e distribuzione omogenea delle fibre individuali. Si può considerare la placchetta di fibre come un inerte addizionale. La loro introduzione alla massa del conglomerato non necessita alcuna attrezzatura complementare.

Durante l'impasto le placchette di fibre incollate si distribuiscono uniformemente nella massa del calcestruzzo.

La colla che tiene insieme le fibre è solubile nell'acqua e per effetto

meccanico durante l'impasto le fibre si sciolgono ritornando a un rapporto L/D elevato consentendo così di ottenere un conglomerato omogeneo di alta qualità.

4. MECCANISMO DEL CALCESTRUZZO ARMATO CON FIBRE D'ACCIAIO

4.1 ARMATURA DEL CALCESTRUZZO CON FIBRE D'ACCIAIO

Per capire il meccanismo dell'armatura del calcestruzzo con fibre d'acciaio è utile esaminare brevemente la differenza di comportamento durante una prova a flessione tra un calcestruzzo armato con fibre e un calcestruzzo convenzionale. (Fig. 3)

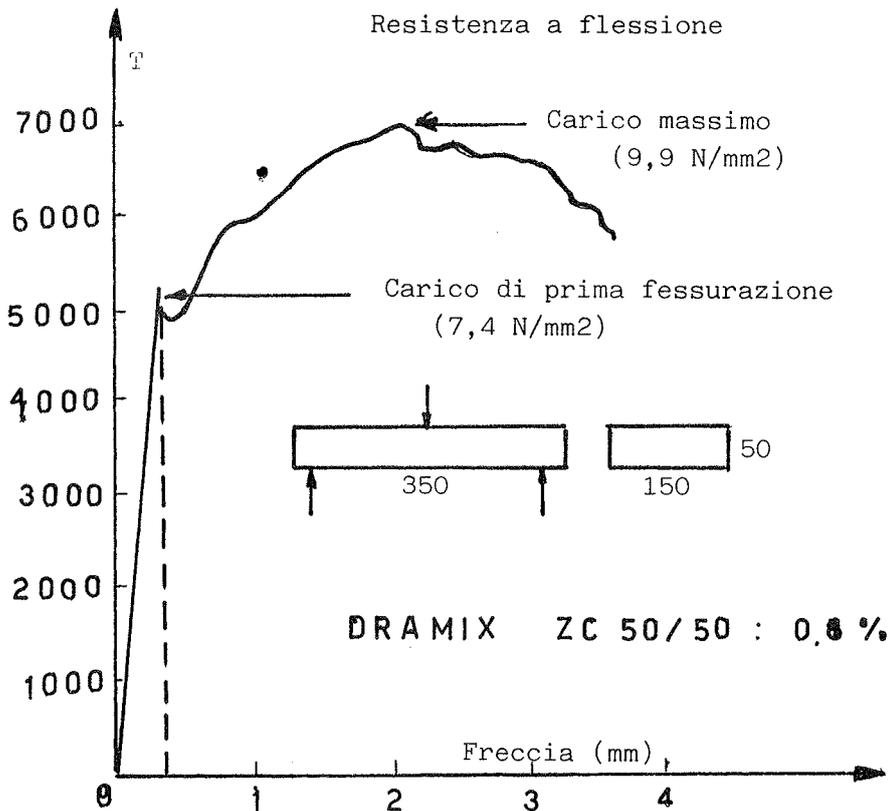


FIG 3

Il calcestruzzo convenzionale è abbastanza fragile con proprietà carico/freccia (che sono una misura della resistenza alla flessione) lineari fino a un dato valore del carico, a partire dal quale una fessura comincia a manifestarsi portando a una rottura brutale.

L'introduzione delle fibre d'acciaio aumenta la resistenza a flessione e la duttilità del calcestruzzo.

Il rapporto carico/freccia del calcestruzzo con fibre è lineare sino alla prima fessurazione (micro-fessurazione).

Oltre questa prima fessura la relazione carico/freccia del calcestruzzo con fibre diventa non lineare, cioè nella misura in cui aumenta la freccia il calcestruzzo con fibre continua a resistere anche se aumenta il carico. Quando il carico aumenta la "prima fessura" si propaga fino alla rottura. Dopo aver raggiunto il "carico massimo" a partire dal quale si arriva al collasso, il calcestruzzo con fibre d'acciaio resiste all'energia addizionale necessaria allo sfilamento delle fibre.

Visto che le fibre non si rompono sotto un carico continuo elevato, il calcestruzzo con fibre non cede fin quando le fibre non si sfilano.

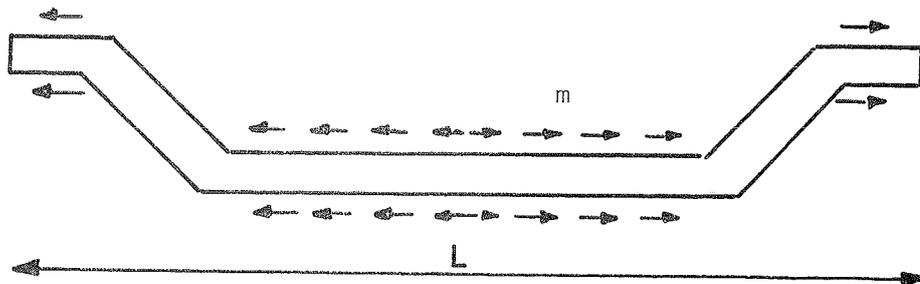
4.2 EFFICACIA DELL'ARMATURA CON FIBRE

Come nel calcestruzzo armato classico la collaborazione tra il calcestruzzo e l'acciaio, è possibile per la buona aderenza tra i due materiali consentendo il passaggio delle sollecitazioni dall'uno all'altro.

L'importanza dell'aderenza è maggiormente accentuata nel calcestruzzo fibroso perchè il calcestruzzo non arriva al collasso per la rottura delle fibre ma bensì dallo sfilamento.

La forma della fibra è quindi molto importante per ottenere una buona efficacia dell'armatura delle fibre.

Un buon ancoraggio della fibra nel calcestruzzo aumenta l'efficacia dell'armatura.



L'equilibrio della forza al centro è espresso dalla relazione

$$\frac{L}{2} \cdot \tau_m \cdot \pi D = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sigma_a$$

τ_m = valore medio della tensione d'aderenza

σ_a = tensione nella fibra d'acciaio

L = lunghezza della fibra

D = diametro della fibra

$$\frac{L}{D} = \frac{\sigma_a}{2\tau_m}$$

Il rapporto L/D critico della fibra d'acciaio è determinato dalla rottura della fibra.

$$\sigma_a = 12.000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (resistenza a trazione massima)}$$

$$\tau_m = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{L}{D}\right)_{cr} = \frac{12.000}{2 \times 24} = 250$$

In realtà le fibre d'acciaio non raggiungono mai un rapporto L/D così elevato per delle ragioni economiche (costo elevato) e pratiche (miscelazione). La sollecitazione in una fibra d'acciaio 50/50 (rapporto L/D = 100) sfilata da un calcestruzzo è:

$$\sigma_a = 2 \tau_m \cdot \frac{L}{D} = 2 \times 24 \times 100 = \begin{matrix} 4800 \text{ Kg/cm}^2 \\ 12000 \text{ Kg/cm}^2 \end{matrix}$$

Per ottenere una buona efficacia nell'armatura con fibre d'acciaio si deve ottenere un σ_a più elevato possibile senza raggiungere la resistenza alla trazione massima (fragilità).

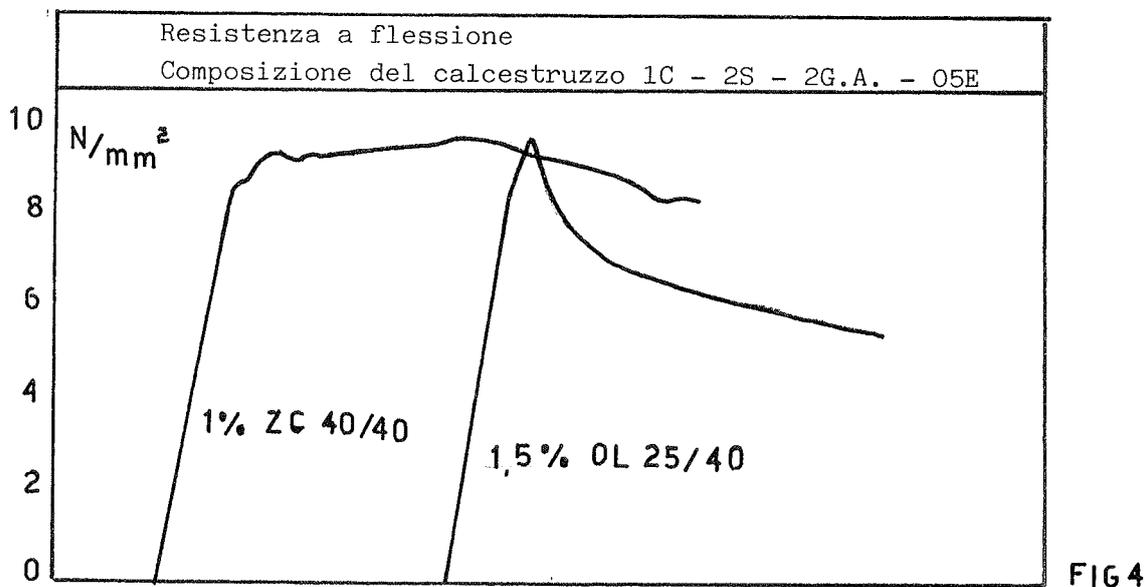
L'incremento di τ_m (aderenza meccanica migliorata) provoca un aumento di σ_a o un migliore sfruttamento delle caratteristiche dell'acciaio.

Le fibre profilate permettono di incrementare il τ_m

Anche un rapporto L/D alto consente di migliorare le caratteristiche dell'armatura.

La fig. 4 illustra il comportamento di un calcestruzzo armato con:

- a) 1% (80 Kg/m³) di fibre ZC 40/40 (L/D = 100) fibre profilate
- b) 1,5% (120 Kg/m³) di fibre ZL 25/40 (L/D = 62,25) fibre lisce



5. CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO ARMATO CON FIBRE D'ACCIAIO

5.1 RESISTENZA A FLESSIONE

Una caratteristica importante del calcestruzzo armato con fibre d'acciaio è l'alta resistenza a flessione e il suo comportamento dopo fessurazione che risolve il problema della fragilità del calcestruzzo.

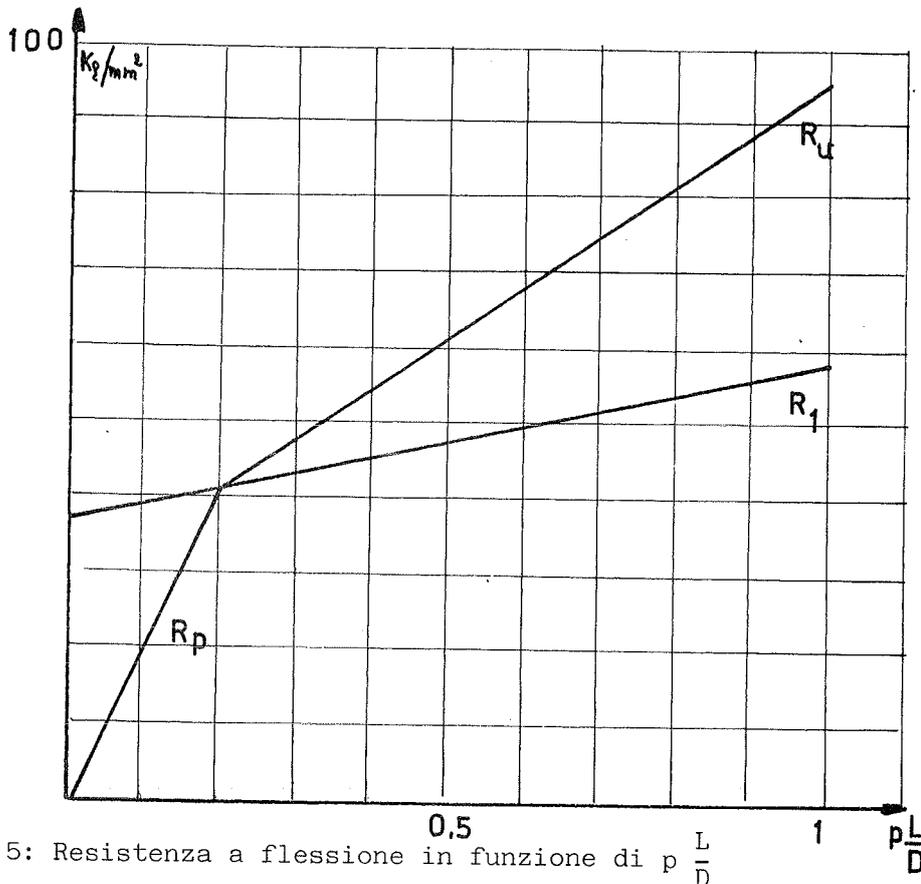


Fig. 5: Resistenza a flessione in funzione di $p \frac{L}{D}$

La fig. 5 ci dà, per una composizione determinata, la resistenza a prima fessurazione (R_1) e la resistenza a rottura (R_u).

La resistenza dopo fessurazione (R_p) indica che con una quantità limitata di fibre è già possibile ottenere un calcestruzzo più tenace e meno fragile di un calcestruzzo convenzionale.

Il diagramma della fig. 5 è valido solo per un conglomerato determinato e un tipo di fibra.

Infatti la resistenza a flessione dipende da:

- qualità del conglomerato
- caratteristiche (forma e rapporto L/D) e dosaggio delle fibre

5.2 ASSORBIMENTO DI ENERGIA

La curva carico/freccia (fig. 3 e 4) mostra che dopo aver raggiunto il suo massimo il carico diminuisce lentamente quando aumenta la freccia.

L'energia assorbita è rappresentata dalla superficie totale sottotesa della curva carico/freccia .

E' evidente la grande differenza di risultati tra un conglomerato armato con fibre profilate, con fibre diritte e un conglomerato convenzionale.

5.3 TENACITA'

La tenacità è una delle caratteristiche del calcestruzzo che viene migliorata con l'addizione di fibre.

L'indice di tenacità è il rapporto tra la quantità di energia necessaria a produrre una determinata deformazione su un provino armato con fibre e la quantità di energia necessaria per provocare la prima fessurazione (Fig. 6).

Una più grande tenacità del conglomerato equivale ad una più grande resistenza alla fatica in quanto il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio assorbe più energia.

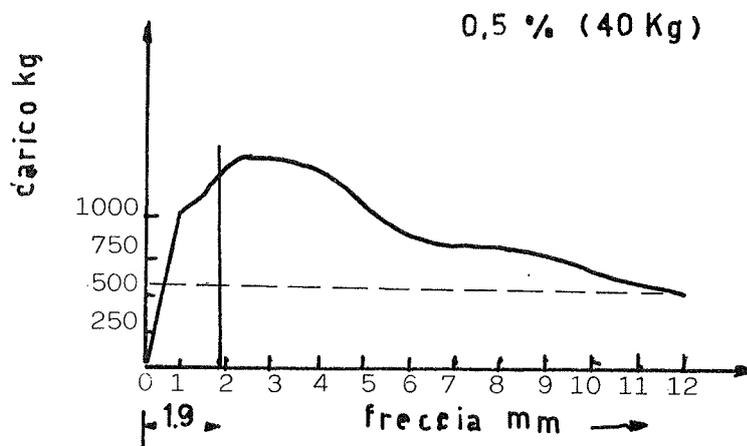


Fig. 6: diagramma carico - freccia di un calcestruzzo armato con fibre (40 Kg/m³ ZP 50/50)

La tenacità è influenzata in grande misura dalla forma (Fig. 4 Fibre diritte e fibre profilate), dal dosaggio e dalle caratteristiche delle fibre (Fig. 7 : $p \frac{L}{D}$) .

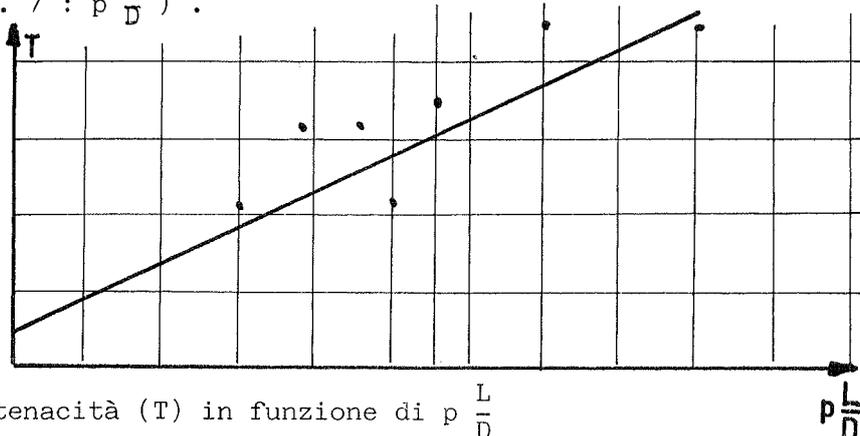


Fig. 7: tenacità (T) in funzione di $p \frac{L}{D}$

5.4 RESISTENZA AGLI URTI

Il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio profilate ha un'enorme capacità di resistenza agli urti.

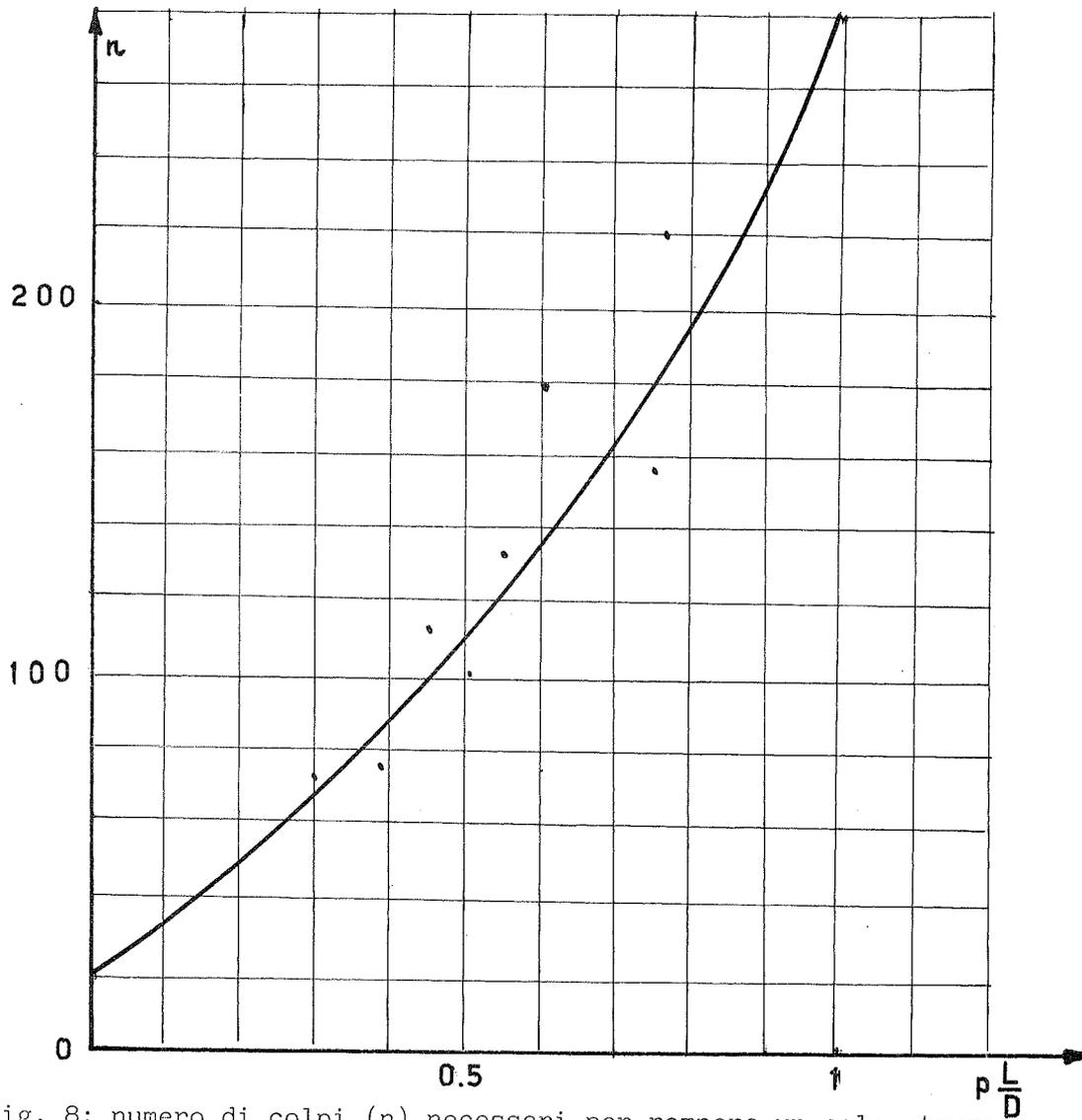


Fig. 8: numero di colpi (n) necessari per rompere un calcestruzzo armato con fibre d'acciaio profilate in funzione di $\frac{p}{L/D}$
Peso del martello: 4,55 Kg.
Altezza di caduta: 457,2 mm.

5.5 RESISTENZA A FESSURAZIONE

La prova di flessione statica ha dimostrato la capacità delle fibre profilate a bloccare la fessurazione.

Anche se il calcestruzzo arriva a fessurarsi le fibre formano un "ponte"

tra le due superfici evitando così alla fessura di ampliarsi ed arrivare al collasso brutalmente.

5.6 PROPRIETA' REFRATTARIE

L'armatura con fibre migliora notevolmente la resistenza agli choc termici. Negli impasti di cemento alluminoso e inerti Alag la resistenza a flessione residua viene moltiplicata per 4 e l'energia assorbita per 10. Un calcestruzzo composto da cemento Portland normale ma armato con fibre d'acciaio dà circa la stessa resistenza a flessione che un calcestruzzo Alag non armato, ma assorbe da 5 a 7 volte più d'energia a rottura.

6. APPLICAZIONI

Le fibre d'acciaio possono essere utilizzate come:

- Armatura addizionale per aumentare la solidità del cemento armato o pre-compresso in modo da ridurre la propagazione delle fessure e aumentare lo assorbimento di energia in caso di:
 - sforzi all'urto
 - cariche esplosive
 - sollecitazioni complesse.
- Sostituzione dell'armatura convenzionale per:
 - Razionalizzare la produzione di strutture prefabbricate
 - Applicazioni di gunitaggio.
- Armatura esclusiva quando si vuole sfruttare le caratteristiche uniche di una armatura omogenea distribuita su tutta la sezione.

6.1 GUNITAGGIO O CALCESTRUZZO SPRUZZATO

Un calcestruzzo o una malta con fibre d'acciaio può essere spruzzato pneumaticamente a grande velocità su di una superficie.

Il calcestruzzo con fibre d'acciaio può essere spruzzato con apparecchiature esistenti (con o senza leggere modifiche) per:

- Consolidare rocce, scarpate etc.
- consolidare gallerie, tunnel, canali d'irrigazione
- riparare le strutture esistenti (dighe, ponti)
- costruire in zone sismiche
- rivestire tubi di acciaio, strutture refrattarie, rifugi.

. Vantaggi economici

- Eliminazione totale della griglia
- Economia di tempo di posa della armatura.
- Rendimento superiore
- Armatura uniforme di tutta la sezione indipendentemente dal profilo
- Risparmio di calcestruzzo potendo mettere sempre lo stesso spessore.

. Vantaggi tecnici

- Importante incremento delle resistenze iniziali dopo un giorno
- Maggiore sicurezza dovuta alla duttilità e alla capacità di deformazione del materiale.
- Eliminazione del rischio di formazione di sacche d'aria dietro i grigliati e quindi migliore aderenza.
- Migliore impermeabilità dovuta ad una migliore resistenza del calcestruzzo fibroso alla micro fessurazione.

6.2 PAVIMENTI INDUSTRIALI

La forte sollecitazione dei pavimenti in cemento dovuta ai carichi dinami-

ci, statici, urti, circolazione di mezzi di manutenzione o altri, esige una esecuzione rigorosa.

Il calcestruzzo armato con fibre d'acciaio, materiale omogeneo, consente facilità di esecuzione e grande affidamento.

. Applicazioni

- Pavimenti portanti in cemento per stabilimenti, depositi, capannoni e banchine.
- Pavimenti in cemento senza giunti per campi sportivi.

. Vantaggi economici

- Eliminazione delle armature tradizionali (taglio, sagomatura, assemblaggio e messa in opera)
- Riduzione degli spessori del calcestruzzo
- Riduzione del numero di giunti
- Messa in opera semplificata
- Costi di manutenzione contenuti.

. Vantaggi tecnici

- Impedisce la propagazione di micro fessure
- Assicura una perfetta omogeneità del prodotto
- Incrementa notevolmente la resistenza agli urti, a flessione, a fatica etc.

6.3 RIVESTIMENTO STRADE E PARCHEGGI

. Applicazioni

- Parcheggi camions pesanti
- Strade e autostrade
- Piste di decollo e atterraggio
- Rivestimento di ponti
- Aree di parcheggio, circolazione aerei..

. Vantaggi economici

- Messa in opera semplificata
- Le "slip-form-paver" o altri tipi di macchine automatiche per la costruzione di piste e strade non subiscono alcuna modifica per l'utilizzo di calcestruzzo con fibre di acciaio.
- Riduzione dei costi di manutenzione
- Immobilizzo del cantiere ridotto dovuto a una messa in opera rapida
- Giunti più distanziati.

. Vantaggi tecnici

- Forte resistenza a fatica e ai carichi statici dinamici
- Impedisce la deformazione del rivestimento.

6.4 DIVERSI

Esistono altre applicazioni del calcestruzzo armato con fibre d'acciaio. Esso può essere utilizzato quando permette:

- Una economia di mano d'opera
- Un incremento della produttività
- Una migliore qualità del prodotto finito.

6.4.1 STRUTTURE PREFABBRICATE IN CALCESTRUZZO

- Tubi in cemento armato
- Garages monoblocco
- Pannelli di facciata, paratie
- Travi e architravi dove le staffe possono essere sostituite con fibre di acciaio
- Caveaux e altre strutture tridimensionali

6.4.2 SICUREZZA

- Casseforti
- Porte e pareti di camere-forti

6.4.3 CALCESTRUZZO REFRATTARIO

- Strutture sottoposte a choc termici e meccanici
- Strutture portanti esposte a gradienti termici importanti.
- Strutture sottoposte ad abrasioni.

6.4.4 ALTRE APPLICAZIONI INTERESSANTI

- Fondazioni macchine utensili
- Lavori idraulici e marittimi
- Lastre prefabbricate.