

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

B2) ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: prof. ing. Franco LEVI

Relazione generale: prof. ing. Remo CALZONA

M E M O R I E

IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO SUPERFLUIDO RINFORZATO
CON FIBRE D'ACCIAIO PER AUMENTARE LA DUTTILITA'
STRUTTURALE NELLE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

Dario ALMESBERGER

R U R E D I L S.p.A.
Via B. Buozzi 1
20097 S. DONATO MILANESE

SOMMARIO

L'introduzione di fibre d'acciaio nei calcestruzzi superfluidi conferisce un incremento notevole della duttilità strutturale nelle costruzioni in cemento armato. Gli additivi superfluidificanti rendono possibile la produzione di calcestruzzi liquidi, dove le fibre d'acciaio con adeguati elettromagneti posizionati ai lati delle casseforme, possono essere orientati in direzione idonea ad aumentare la deformazione plastica della costruzione durante il terremoto.

SUMMARY

The addition of steel fibres to superfluid concrete gives a remarkably increased ductility to reinforced concrete constructions. Superfluidizing additives allow the production of liquid concrete in which steel fibres - thanks suitable magnets located on the mould sides - can be oriented in such a direction so to increase the construction set during an earthquake.

1. PREMESSA

La particolare importanza del problema "terremoto" in Italia, richiede per la corretta progettazione di strutture antisismiche oltre all'adozione di schemi strutturali sperimentati, anche la

scelta di materiali nuovi, resistenti al carico sismico. La produzione e l'impiego del conglomerato cementizio fibroso è una cosa di notevole interesse per la tecnica delle costruzioni in zona sismica, dove bisogna migliorare le prestazioni del calcestruzzo tradizionale in relazione alla sua scarsa deformabilità. Le prove condotte con particolari accorgimenti al fine di poter seguire il comportamento della struttura anche nella zona di deformazione plastica, hanno evidenziato, in seguito all'introduzione delle fibre d'acciaio, un'insignificante variazione della resistenza a compressione e un notevole incremento della corrispondente deformabilità. L'impiego del calcestruzzo fibroso sull'intera struttura è un'intervento troppo costoso, però limitando il suo uso solo a quelle sezioni (giunti, nodi ecc) dove nel caso di un carico sismico sia necessario avere una elevata deformabilità, il costo è irrilevante, rispetto alla sicurezza maggiore ottenuta dalla struttura.

2. CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

Il calcestruzzo superfluido rinforzato con fibre d'acciaio è un materiale composito, nel quale, oltre alle componenti presenti nel calcestruzzo normale, vengono ancora impiegati additivi superfluidificanti e fibre d'acciaio. Gli additivi superfluidificanti prevalentemente sono prodotti chimici a base di resine melammina-formaldeide modificate o di naftalinsolfonati condensati con aldeide formica. Le fibre d'acciaio, prodotte, per trafilatura o per estrazione allo stato fuso, comprendono fili lisci o deformati, di acciaio al carbonio o inossidabile, di diverse lunghezze, diversi diametri e diversi rapporti fra lunghezza e diametro. La lunghezza delle fibre, il loro diametro e la percentuale del loro dosaggio, sono stati oggetto di molte ricerche teoriche e pratiche. I risultati hanno portato alla conclusione che esistono limiti per tutti questi parametri, oltre i quali senza l'uso di apparecchiature speciali, diventa difficoltosa una uniforme distribuzione dell'armatura fibrosa all'interno della matrice. Per le fibre d'acciaio, possiamo affermare che difficilmente è possibile superare lunghezze di 40-50 mm ed un rapporto lunghezza/diametro superiore a 100 senza avere problemi di mescolatura (II). La lunghezza delle fibre dovrà essere scelta in funzione della dimensione minima dell'elemento costruttivo. Se si desidera una distribuzione delle fibre uniforme nelle tre dimensioni, si consiglia di adottare fibre di lunghezza non superiore ad 1/3 della dimensione minima dell'elemento (IV). L'impasto confezionato con l'additivo è molto fluido e mediante l'impiego combinato della vibrazione e dell'azione di campi magnetici è possibile orientare, secondo schemi prefissati, le fibre d'acciaio aggiunte al calcestruzzo. Le proprietà di questo materiale composito con rinforzo

fibroso dipendono sia dalle caratteristiche proprie della matrice e dell'armatura fibrosa sia dalla loro reciproca interazione. Alla matrice viene di solito affidato il compito di collegare e proteggere l'armatura fibrosa e di definire le caratteristiche formali e dimensionali della costruzione, mentre alla componente fibrosa competono soprattutto le caratteristiche meccaniche del materiale composito. Le caratteristiche meccaniche di alcune fibre d'acciaio ad alto e basso contenuto di carbonio sono date nella tabella I.

TABELLA I

Fibra	Diametro mm	Densità kg/m3	Rapporto di Poisson	Resistenza a trazione	Deformazione minima per rotura a tra- zione %	Modulo di Young N/mm2
Acciaio (alto C)	0,25	7.800	0,28	2.500	1,3	193.000
Acciaio (basso C)	0,25	7.800	0,28	1.100	0,6	193.000

La quantità ottimale delle fibre da impiegare è bene determinare sperimentalmente in relazione alle caratteristiche di lavoro e alla finalità di impiego desiderate. Comunque, per le fibre d'acciaio con diametro $d=0,25-0,4\text{mm}$ e lunghezza "l" è possibile determinare in funzione della composizione granulometrica degli inerti la quantità approssimativa con la formula empirica:

$$V = C \frac{d}{l} \quad \% \text{ del volume cls (III)}$$

C - coefficiente che caratterizza la distribuzione granulometrica degli inerti nel calcestruzzo. Viene determinato dalla tabella II

TABELLA II

Frazione (mm)	2 - 5	5 - 10	10 - 20
C	1,02	0,56	0,10

L'influenza della quantità delle fibre d'acciaio sulle caratteristiche meccaniche di calcestruzzi rinforzati è molto bene evidenziata nella tabella III.

TABELLA III

	N.1	N.2	N.3	N.4	N.5
Composizione:					
Aggregato, kg/m ³	1.700	1.570	1.570	1.570	1.570
Cem.Portl. A. 325,kg/m ³	450	450	450	450	450
Acqua, kg/m ³	220	240	240	240	240
Fibre, kg/m ³ (Wirand: 32x0,4mm)	-	80	100	125	150
Fibre - % in peso riferito al cemento	-	17,8	22,8	27,8	33,4
Tempo di assestamento, sec	15	48	75	135	315
Resist. alla compressione dopo 28 gg di stagionatura, N/mm ²	39,1	36,9	36,4	40,8	41,8
Δ %	-	-5,6	-6,9	+4,4	+6,9
Resist. alla flessione dopo 28 gg di stagionatura, N/mm ²	4,41	6,34	5,24	7,03	7,7
Δ %	-	+43,5	+10,0	+59,0	+75,0

Le fibre d'acciaio, attualmente costano più del doppio di un'armatura tradizionale, cioè intorno alle 1.000 lire al kg, perciò un calcestruzzo che contenesse il 4% in peso di armatura fibrosa avrebbe un aumento di costo di circa lire 100.000/m³.

La presenza dell'armatura fibrosa nel calcestruzzo ha come conseguenza:

- un aumento della duttilità e della resistenza all'urto
- una notevole diminuzione di fessurazioni dovute a fenomeni di ritiro o variazioni termiche
- un aumento della resistenza all'usura
- un aumento della resistenza al gelo
- un discreto incremento della resistenza a flessione ed a trazione
- un aumento della consistenza e conseguentemente una diminuzione della lavorabilità

Indipendentemente da ragioni economiche, ma per difficoltà di mescolazione e di distribuzione, non è stato finora possibile aumentare la percentuale di armatura fibrosa sopra il 3-4% in peso e con essa migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale composito riportate nella tabella III. Un notevole aumento dell'acqua di impasto migliorerebbe la lavorabilità del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio però la sua matrice risulterebbe più debole. L'unica soluzione è l'impiego di additivi superfluidificanti che rendono lavorabile l'impasto e aumentano le caratteristiche meccaniche della matrice. Le fibre d'acciaio durante la preparazione dell'impasto hanno una notevole tendenza ad intrecciarsi ed a formare degli agglomerati di difficile separazione. Il risultato di queste agglomerazioni delle fibre è la produzione di un calcestruzzo non omogeneo con caratteristiche meccaniche differenti.

Il calcestruzzo superfluido prodotto con gli additivi superfluidificanti ci dà la possibilità di migliorare il coefficiente di rendimento dell'armatura fibrosa, orientando le fibre d'acciaio con campi magnetici. Conoscendo le sollecitazioni di lavoro della costruzione è possibile un impiego più effettivo delle fibre d'acciaio, perchè in questo modo possono essere orientate secondo le esigenze. La Fig. 1 rappresenta due fotografie fatte con i raggi X dello stesso calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio, successivamente orientate con campi magnetici.

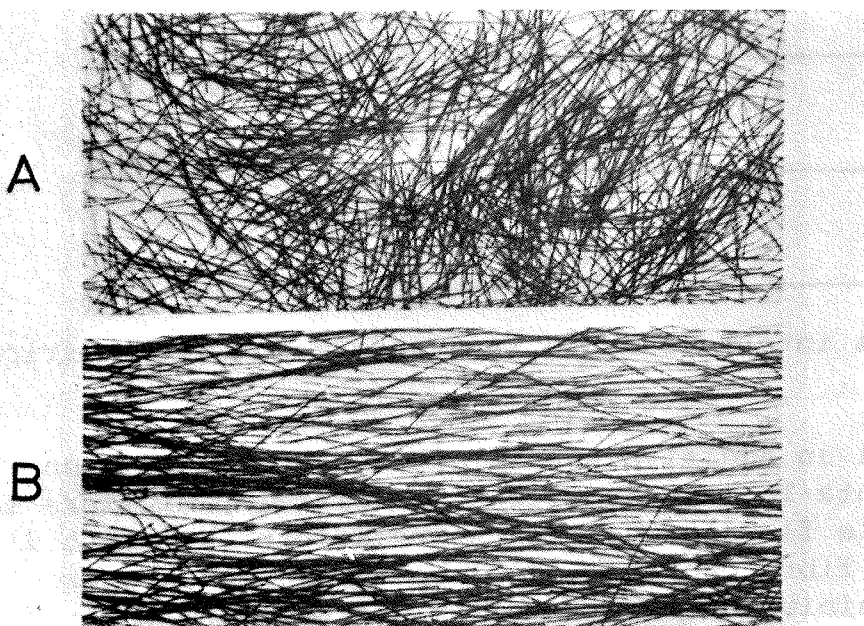


Fig.1 - Calcestruzzo superfluido con fibre di acciaio a disposizione casuale (A) e con le fibre orientate in campo magnetico (B)

3. MODALITA' DI CONFEZIONE E DI POSA IN OPERA

La produzione del calcestruzzo superfluido rinforzato con fibre d'acciaio viene fatta con metodi convenzionali. Comunque, per ottenere un processo effettivo è necessario oltre all'impastatore avere anche l'impianto per il dosaggio e per la dispersione meccanica delle fibre. L'impianto può essere montato sopra l'impastatore, e deve essere costruito in modo da ridurre al minimo l'ispezione manuale. Il trasporto delle fibre dai sacchi o contenitori fino al distributore, richiede pure una cura particolare. La composizione granulometrica dell'inerte ha un'importanza essenziale in riferimento ha possibili agglomerazioni e segregazioni. Non si consiglia l'impiego di inerte superiore a 20 mm di diametro.

Il dosaggio minimo di cemento dovrà essere fissato in relazione alla dimensione massima dell'inerte secondo i dati orientativi della tabella IV.

TABELLA IV

Diametro massimo dell'inerte $\varnothing$ mm	Dosaggio minimo del cemento kg/m ³
5	600
7	500
20	400

Per i valori intermedi usare la seguente formula empirica:

$$Q = 800 - 145 \ln \varnothing$$

L'impiego di un additivo superfluidificante è indispensabile perchè aumenta la lavorabilità della miscela, migliora la distribuzione delle fibre e evita la segregazione. Il tempo di miscelazione delle fibre con il conglomerato cementizio fresco bisogna ridurre al minimo necessario alla loro uniforme distribuzione. Generalmente le fibre d'acciaio nell'interno del conglomerato fresco si dispongono in modo casuale. Durante la posa in opera del calcestruzzo fibroso che in linea di massima viene eseguito come per il calcestruzzo ordinario, è possibile con opportune tecniche orientare le fibre in direzione preferenziale.

Il calcestruzzo superfluido viene messo in un campo magnetico prodotto da due o più bobine (elettromagneti) e le fibre d'acciaio grazie alla alta lavorabilità dell'impasto vengono orientate in direzione desiderata.

Le bobine (elettromagneti) vengono posizionate ai lati delle casseforme costruite con materiale non magnetico (legno, alluminio e plastica) e alimentate con corrente continua. Questa caratteristica di poter orientare le fibre d'acciaio in direzione preferenziale è di estrema importanza per l'esecuzione di strutture duttili in zona sismica. Infatti, nella progettazione della struttura allo stato limite si possono individuare i punti critici che dovrebbero realizzarsi in calcestruzzo superfluido con le fibre d'acciaio orientate in direzione opportuna per incrementare la duttilità.

La corrente continua nella bobina magnetizza tutto lo spazio ambiente. Il senso positivo dei flussi $\emptyset$ è legato al senso positivo della corrente magnetizzante secondo la convenzione Fig.2

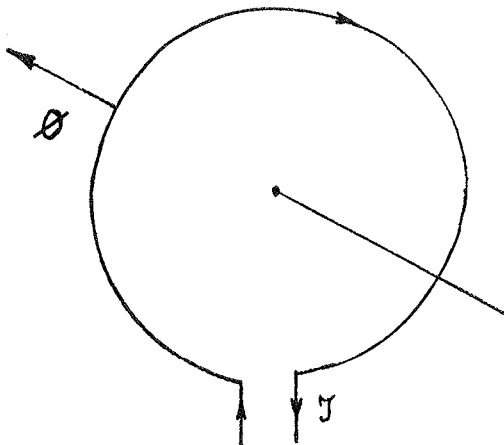


Fig.2

I tubi di flusso magnetico sono sempre chiusi su se stessi e sempre concatenati con gli induttori sedi delle correnti magnetizzanti. Per ogni tubo di flusso magnetico vale la legge di Ohm per i circuiti magnetici:

$$M = \Theta \cdot \emptyset = \sum N \cdot I$$

dove:

- M - forza magnetomotrice
- Θ - riluttanza
- $\emptyset$ - flusso magnetico
- N - spire della bobina
- I - corrente

Nelle relazioni esposte è chiaro che la forza magnetomotrice agente sulle fibre d'acciaio sarà tanto più forte, quanto più numerose sono le spire della bobina e più alta la corrente.

Attualmente per orientare le fibre d'acciaio sono in funzione bobine di elevata potenza 10 - 15 KW. Questi elettromagneti vengono raffreddati con l'acqua o con l'aria forzata.

Il sistema è stato sviluppato dall' INSTITUTET FOR INNOVATION-STEKNIK e la prima ditta che lo ha impiegato commercialmente è la PRECON.

4. PROVE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO

Per il calcestruzzo fibroso è molto più interessante la resistenza a flessione e trazione, della resistenza a compressione. La resistenza a trazione è importante per prevedere sotto quali carichi iniziano a verificarsi le fessurazioni. Le sollecitazioni a trazione oltre a verificarsi durante il carico sismico, sono anche indotte da effetti di ritiro e da gradienti di temperatura. In tutti questi casi la conoscenza della resistenza a trazione è utile per valutare il comportamento del calcestruzzo in opera. L'esecuzione di una prova a trazione diretta è difficile e complicata perchè necessita l'incollaggio delle estremità del provino (con resine epossidiche) o l'uso di speciali morsetti a tanaglia. A causa di questi problemi è opportuno ricavare la resistenza a trazione dai dati di resistenza a flessione. In questo caso si prende in considerazione la resistenza teorica massima a trazione, del bordo inferiore del provino sottoposto a flessione, che si comporta come una trave. Il termine "teorico" si riferisce all'ipotesi che la tensione sia proporzionale alla distanza dell'asse neutro del provino, mentre in pratica il diagramma delle tensioni per carichi prossimi al carico di rottura non è triangolare ma parabolico. Comunque la prova è molto significativa, specialmente nei casi in cui la flessione è un fattore critico come la progettazione di strutture resistenti al carico sismico.

Con questa premessa è interessante il diagramma caratteristico tensione - deformazione (Fig.3) fornito dall'istituto di ingegneria sismica di Skopje.

Le prove sono state fatte sui provini 100x100x500 mm. Le fibre d'acciaio usate avevano il diametro 0,5 mm e la lunghezza 50mm. La prima serie di provini è stata confezionata come calcestruzzo normale con dimensione massima degli inerti 20 mm. La seconda serie di provini è stata confezionata con aggiunta di superfluidificante FLUIMENT (1,5 % sul peso del cemento) e di fibre d'acciaio (3,5 % in volume) casualmente distribuite. La terza serie di provini è stata confezionata con aggiunta di superfluidificante FLUIMENT (1,5 % sul peso del cemento) e di fibre d'acciaio (3,5 % in volume) orientate con elettromagneti in direzione della sollecitazione.

L'applicazione del carico è stato eseguito con una pressa ad elevata rigidità per poter seguire il diagramma anche nella zona delle tensioni decrescenti al crescere della deformazione.

La curva tensione - deformazione per la prova di compressione monoassiale mostra che con l'introduzione delle fibre abbiamo una piccola variazione della resistenza a compressione e un notevole incremento della corrispondente deformabilità, particolarmente significativa nei provini con distribuzione casuale delle fibre (Fig. 4).

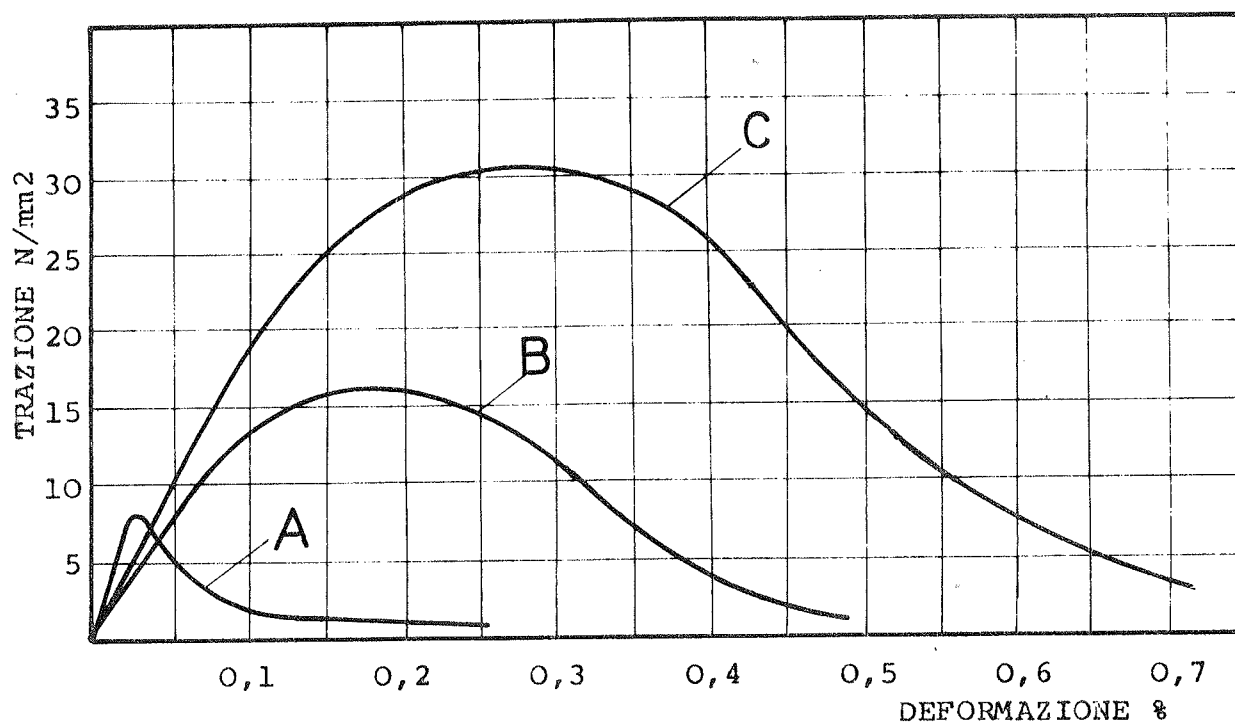


Fig.3 - Diagramma caratteristico tensione-deformazione di un calcestruzzo privo di fibre (A), rinforzato con fibre a distribuzione casuale (B) e rinforzato con fibre uniassiali (C)

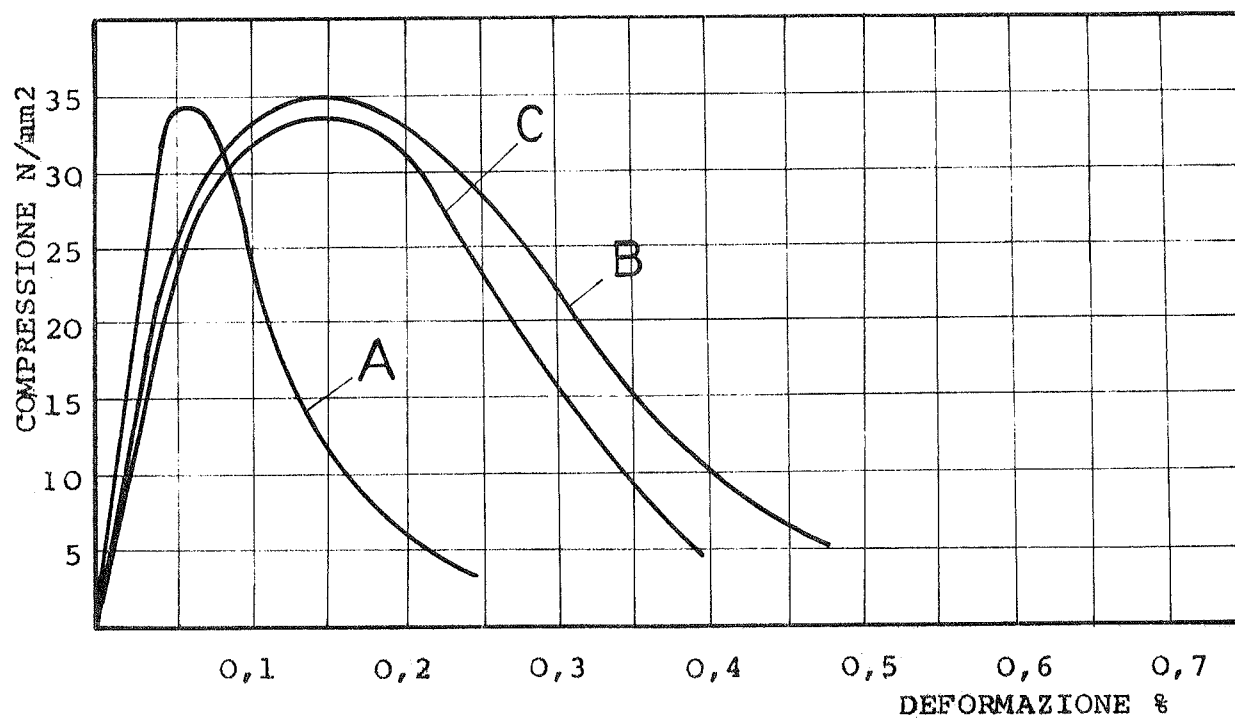


Fig.4 - Diagramma caratteristico tensione-deformazione di un calcestruzzo privo di fibre (A), rinforzato con fibre a distribuzione casuale (B) e rinforzato con fibre uniassiali (C)

I risultati della prova di trazione monoassiale sono molto più interessanti. In questo caso abbiamo un notevole incremento della resistenza a trazione e della corrispondente deformabilità. Questo è particolarmente evidenziato nella prova dei provini con fibre orientate nella direzione di sollecitazione (Fig.3).

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE

Il criterio fondamentale per la progettazione in zona sismica è il dimensionamento duttile delle sezioni armate. Il calcolo allo stato limite prevede per la deformazione del calcestruzzo $\epsilon_c = 3,5\%$ e per la deformazione dell'acciaio $\epsilon_f = 10\%$. E' chiaro che l'imposizione normativa per l'acciaio è molto inferiore della sua vera possibilità di deformazione, invece il valore imposto per il calcestruzzo corrisponde all'effettivo comportamento di questo materiale.

Per il calcestruzzo armato il valore di deformazione allo stato limite varia da 3 - 8 % secondo il quantitativo di armatura presente e del tipo di calcestruzzo impiegato.

L'adozione di calcestruzzi superfluidi rinforzati con fibre di acciaio orientate in direzione delle sollecitazioni, rappresenta un miglioramento della tecnologia di produzione del calcestruzzo e conferisce ad un notevole incremento di ϵ_c , che può superare il valore stabilito dalla normativa per il calcestruzzo ordinario, indicato nell'articolo 4.2.1.1. del D.M. 26-3-1980. Il progettista avrà il compito di documentare la correttezza della progettazione con una opportuna documentazione di indagini sperimentali per giustificare l'assunzione di un $\epsilon_c > 3,5\%$. Per il resto, il calcolo di progetto dovrà seguire i criteri della normativa del c.a. o c.a.p.

6. CONCLUSIONI

Sulla base delle considerazioni fin qui svolte risulta che con l'aggiunta delle fibre d'acciaio nel calcestruzzo si migliorano tutte quelle caratteristiche che conferiscono ad aumentare la duttilità strutturale nelle costruzioni in zona sismica. Nella progettazione della struttura allo stato limite si possono individuare le cosiddette cerniere plastiche localizzate in corrispondenza di sezioni progettate con criteri di elevata duttilità che dovrebbero realizzarsi in calcestruzzo superfluido rinforzato con fibre d'acciaio. In tutti i casi dove siamo a conoscenza della direzione delle sollecitazioni l'impiego dei campi magnetici per orientare le fibre d'acciaio diventa interessante, perchè il rendimento dell'armatura fibrosa è superiore ad un'armatura tradizionale di pari volume.

Il calcestruzzo superfluido rinforzato con fibre d'acciaio per ora deve considerarsi un calcestruzzo di qualità superiore che viene impiegato con armature convenzionali per la realizzazione di elementi strutturali di alta duttilità. Col tempo, migliorando la tecnologia di produzione, sarà possibile realizzare elementi e manufatti in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio senza alcuna integrazione con le armature convenzionali (Fig.5).

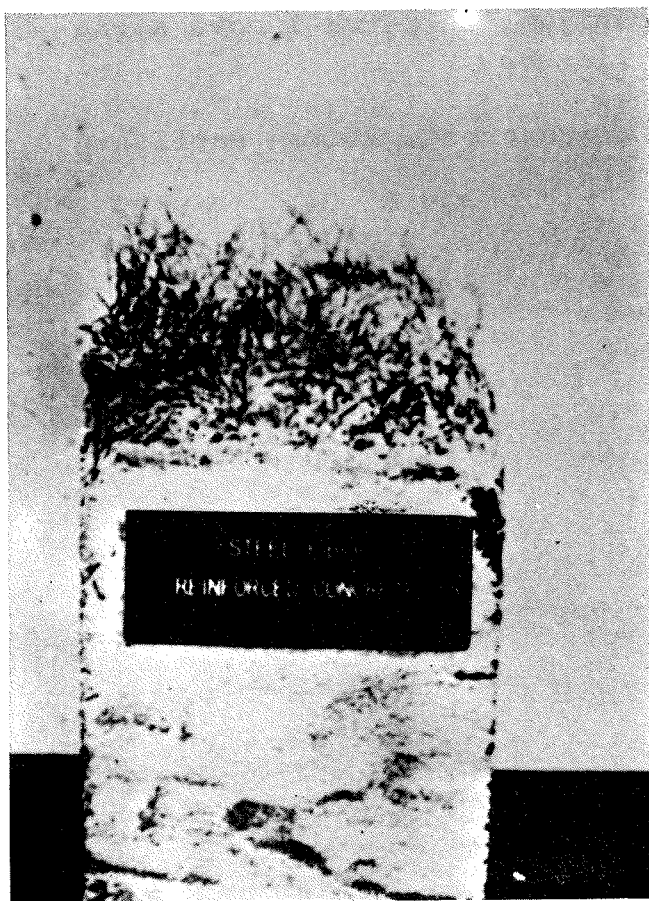


Fig.5 - Sezione di pilastro realizzato solo con calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio

7. BIBLIOGRAFIA

- I) CONCRETE INTERNATIONAL, Fibrons concrete, The construction press-New York, 1980, pg. 202
- II) MARIO BASSAN, I calcestruzzi fibro-rinforzati e fibroarmati, Congresso CTE - Siena, 1976, pg. 39 - 43
- III) DRAGAN MORIĆ, Beton ojačan čeličnim vlaknima, Gradjevinar 34 - Zagreb, 1982, pg. 373 - 378

- IV) ARTURO RIO, Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso, Notiziario A.I.C.A.P. - Roma, 1982 pg. 8
- V) ALMESBERGER DARIO, Impiego di superfluidificanti per aumentare la duttilità strutturale nelle costruzioni in cemento armato in zone sismiche, Simposio internazionale "Progesso nell'edilizia con l'impiego di additivi" - Spalato, 1979, pg. 371 - 411
- VI) PREDRAG GAVRILOVIĆ, Histerezisno ponašanje armirano betonskih elemenata, Simpozijum "Iskustva i nova saznanja" - Trogir, 1980, pg. 73 - 83
- VII) ADAM NEVILLE, Properties of Concrete, Pitman Publishing Ltd. - London, 1975, pg. 512

COMPORTAMENTO DEI RIVESTIMENTI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO
NELLE GALLERIE SOGGETTE A FORTI DEFORMAZIONI

Giuseppe CALCERANO

Dott. Ingegnere

Direttore Servizio Studi e Progetti della DIPENTA S.p.A.

R O M A

SOMMARIO

In occasione della costruzione della galleria Abatemarco nel Monte Mula, poichè il progetto prevedeva la possibilità che si verificassero convergenze di notevole entità, è stato impiegato il conglomerato cementizio fibroso per la costruzione degli anelli di rivestimento prefabbricati in conci. Tale costruzione è stata preceduta da approfonditi studi e controllata con numerosi tests. Nella memoria si commentano i risultati dell'esperienza mettendo in relazione il comportamento del rivestimento con le curve caratteristiche della roccia.

SUMMARY

In the construction of the Abatemarco tunnel in Mula mount, the fibre reinforced concrete was employed for the precasting of the lining. This choice was done because remarkable convergences had been foreseen. The work was preceded by careful studies and followed by many quality control tests. In the paper the research results are commented on and the lining behaviour is correlated with the rock characteristic curves.

1. INTRODUZIONE

L'idea di impiegare il conglomerato cementizio fibroso nei rivestimenti di gallerie prefabbricati in conci cominciò a delinearsi, nella nostra impresa, dopo che tra il 1976 ed il 1977 furono effettuate, presso alcuni nostri cantieri, diverse serie di prove volte a identificare le caratteristiche dei vari tipi di conglomerati fibrosi, sotto il duplice profilo dei problemi connessi con le tecnologie di esecuzione e delle peculiari caratteristiche strutturali ottenibili.

Furono impiegate fibre d'acciaio dei più svariati tipi e dimensioni nonché

matrici di conglomerato cementizio con diverse curve granulometriche e con diversi dosaggi di cemento. Questa prima cernita fu compiuta attraverso numerose prove di flessione e pressoflessione, esercitate su campioni di lastre aventi spessore 10 cm. e su travetti di sezione 15x15 cm. (I). Ciò perché l'impiego strutturale, sul quale si voleva indagare, non giustifica l'adozione di più esigui spessori che, peraltro, sono stati oggetto di particolare attenzione da parte di altri ricercatori che si proponevano impieghi nei quali la funzione portante poteva essere considerata relativamente secondaria (pannelli di tamponamento, lastre sottili con spessori sino ad 1-2 cm., ecc.).

Da queste prove scaturirono alcuni elementi interessanti, non solo per la comprensione del comportamento ai vari tipi di sollecitazione di questo nuovo materiale, ma anche per l'individuazione di un più ristretto campo di scelte delle composizioni e delle tecnologie d'esecuzione.

In particolare, fu notata l'importanza di limitare il diametro massimo degli inerti, in funzione della lunghezza della fibra che, a sua volta, è da porre in relazione allo spessore minimo della struttura. Ciò per ottenere l'orientamento casuale delle fibre che è condizione essenziale per il miglior funzionamento del materiale sottoposto, senza alcun'altra orditura di rinforzo, a stati di sollecitazioni composte quali sono quelli più generalmente ricorrenti.

Parimenti importante risultò, subito, il ruolo dell'aderenza fibra-matrice che deve essere adeguata alla percentuale di fibre impiegata, per ottenerne il massimo rendimento: piccoli incrementi del quantitativo di fibre non comportano miglioramenti delle caratteristiche meccaniche del composito che sono, per contro, più facilmente ottenibili migliorando l'aderenza. Legato a questi concetti si manifestò il comportamento dopo la rottura che è di tipo tanto meno fragile quanto più avviene per sfilamento delle fibre che non per rottura delle stesse.

Proprio da quest'ultima considerazione, scaturì la convinzione che uno dei più corretti modi d'impiego di questo composito dovesse discendere dall'esaltazione della sua più caratteristica proprietà: la tenacità dopo il raggiungimento della sollecitazione massima supportabile. Quindi, occorre incrementare al massimo l'aderenza, trovare il minimo dosaggio di fibre adeguato a detta aderenza, affinare una tecnologia industriale per la produzione di strutture, il cui funzionamento risultasse particolarmente favorito da una rottura di tipo duttile o dalla capacità di dissipare energia o, ancora, da entrambe le proprietà.

Per prima cosa, si pensò all'impiego del conglomerato fibroso nelle strutture atte a supportare azioni di tipo sismico (II) (in questo caso l'impiego viene fatto in addizione alle normali orditure del cemento armato), quindi all'utilizzazione nelle strutture di sostegno delle cavità sotterranee.

Va ricordato che studi ed esperienze copiosamente svolti in questo ultimo decennio durante la costruzione di gallerie profonde, hanno ormai validamente comprovato che è possibile tenere sotto controllo la variazione degli stati di tensione e deformazione indotti dallo scavo di un sotterraneo nella roccia circostante, chiamando la roccia stessa a contribuire validamente al sostegno della cavità costruita.

Ciò, sinteticamente, significa che bisogna disporre di mezzi di sostegno

immediatamente in grado di fornire una reazione di contatto, ma con possibilità di deformazione (senza cadute della resistenza) tanto più grande quanto più scadenti sono le caratteristiche meccaniche della roccia e più alta è l'altezza di copertura (III), (IV), (V).

2. IL RIVESTIMENTO SPERIMENTALE DELLA GALLERIA NEL MONTE MULA

Dopo le esperienze sulle lastre e sui travetti nonché, successivamente, su alcuni elementi di telai di c.a. (nodo trave-pilastro) (II), furono eseguite numerose prove di pressoflessione su elementi a volta cilindrica confezionati nelle stesse casseforme impiegate per la prefabbricazione del rivestimento in conci di c.a. di una galleria (1) in fase di ultimazione con l'impiego di una macchina scudata tipo Robbins. Le prove, per quanto i conci avessero uno spessore di soli 15 cm. (diametro di scavo 360 cm.) confermarono l'ottima rispondenza del conglomerato fibroso in questo impiego. Si raggiungevano stati di fessurazione aventi ampiezze di 3-5 mm. con riduzione della freccia dell'arco di oltre il 10% e con sollecitazioni ancora crescenti.

Nello stesso periodo, si stavano per iniziare i lavori relativi alla galleria "Abatemarco", ubicata nel nord della Calabria, sotto il monte Mula. Questa è una galleria di valico, lunga 6.200 m. e con copertura massima di 1.200 m. che, con diametri di scavo di 4 m. e di utilizzazione di 3,5 m., è stata prevista per alimentare l'acquedotto di Cosenza con le Sorgenti del versante relativo al fiume Abatemarco.

Gli studi geomeccanici, condotti sulla base (oltreché della ricostruzione geologica) di approfondite prove di laboratorio, pur con differenti approcci matematici, ponevano in evidenza due fondamentali previsioni (fig. 1):

- si sarebbero potute verificare convergenze dell'ordine di 15 cm.;
- anche potendo scontare le convergenze a breve, si sarebbero potute manifestare pressioni di reazione roccia-rivestimento dell'ordine di 25 t/m².

E' poi qui appena il caso di ricordare che la progettazione statica di una galleria non può mai fornire elementi sicuri circa l'entità e le modalità di manifestazione delle deformazioni della roccia e, perciò, dei carichi sul rivestimento.

Un buon progettista, quindi, deve prevedere una fascia di comportamenti più attendibili e tarare, per estrapolazione delle osservazioni in fase di costruzione, di mano in mano, il progetto relativo alle tratte che si stanno per affrontare. Può accadere, perciò, di dover affrontare improvvisi comportamenti imprevedibili che conducono alla rottura del rivestimento ed al suo rapido collasso, prima che si abbia il tempo di intervenire con riparazioni e rinforzi.

Tutto ciò, nonostante i costi non ancora competitivi, sia per gli elevati prezzi delle fibre come per la necessità di ottenere un'esperienza della nuova tecnologia, ci fece propendere verso l'adozione del conglomerato cementizio

(1) Galleria idraulica Refalzafi - Acquedotto agrigentino

CURVE CARATTERISTICHE DELLA GALLERIA NELLE PELITI
FESSURATE IN FUNZIONE DELLA COPERTURA

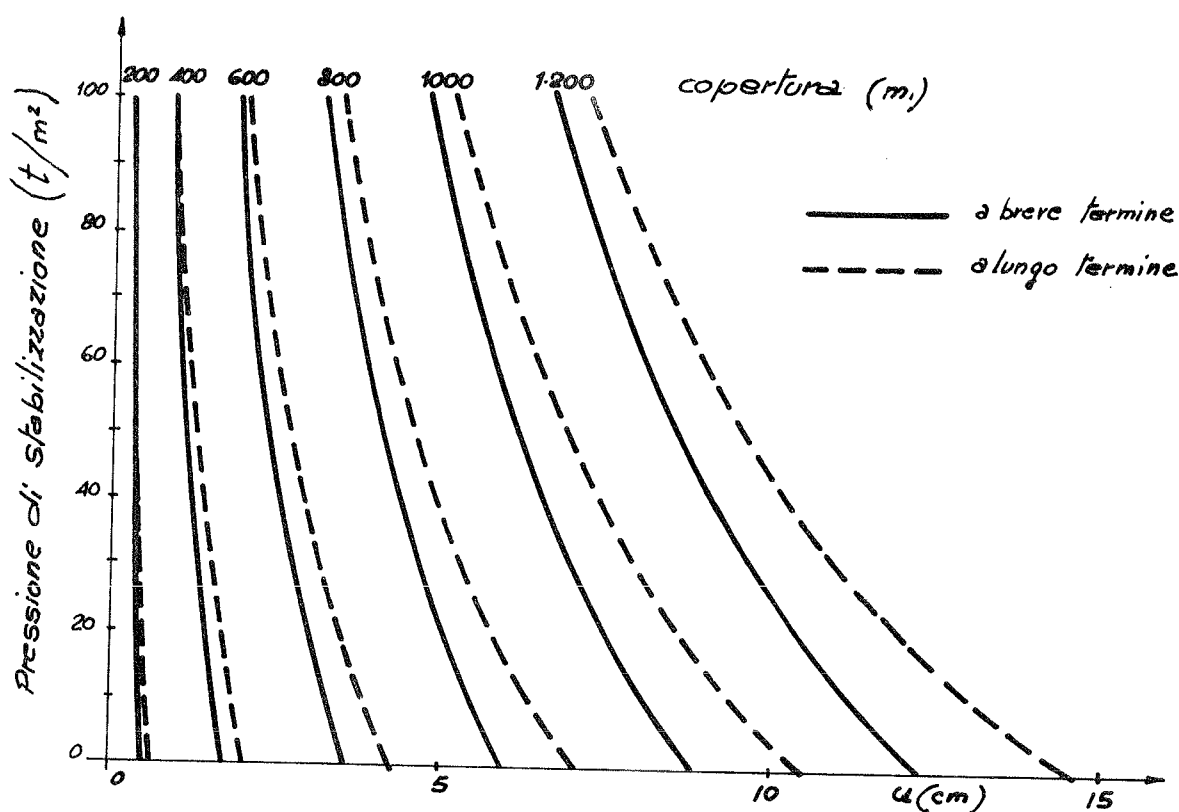


fig. 1.

fibroso come materiale per la prefabbricazione in conci del rivestimento, poi posto in opera per mezzo degli erettori di cui fu dotata la stessa macchina scudata che, con fresa rotante a piena sezione, ha eseguito lo scavo della galleria Abatemarco (PRIESTLEY).

Fu quindi varato un programma di messa a punto della produzione del conglomerato fibroso e dei conci che, oltre a ricercare il massimo contenimento dei costi, ottenesse l'esaltazione delle desiderate proprietà di duttilità - tenacità. Fu pure ideato un procedimento di controllo di qualità della produzione che, più tardi durante il corso dell'esecuzione dell'opera, si rivelò elemento fondamentale di giudizio circa la buona riuscita della ricerca, per l'elevato numero delle prove cui si poté disporre e per la stabilità dei risultati ottenuti.

Per contenere questa memoria nei limiti di spazio assegnatici, commenteremo i dati scaturiti nella fase finale della ricerca, quella cioè relativa al controllo di qualità.

2.1 Prove a pressoflessione dei conci

Per ogni ciclo di produzione di 500 m³. (200 m. di galleria) sono stati provati due conci con stagionatura 28 giorni.

La prova è stata fatta con l'apparecchiatura di fig. 2 che è munita di due martinetti in modo da agire in chiave ed all'imposta dell'arco.

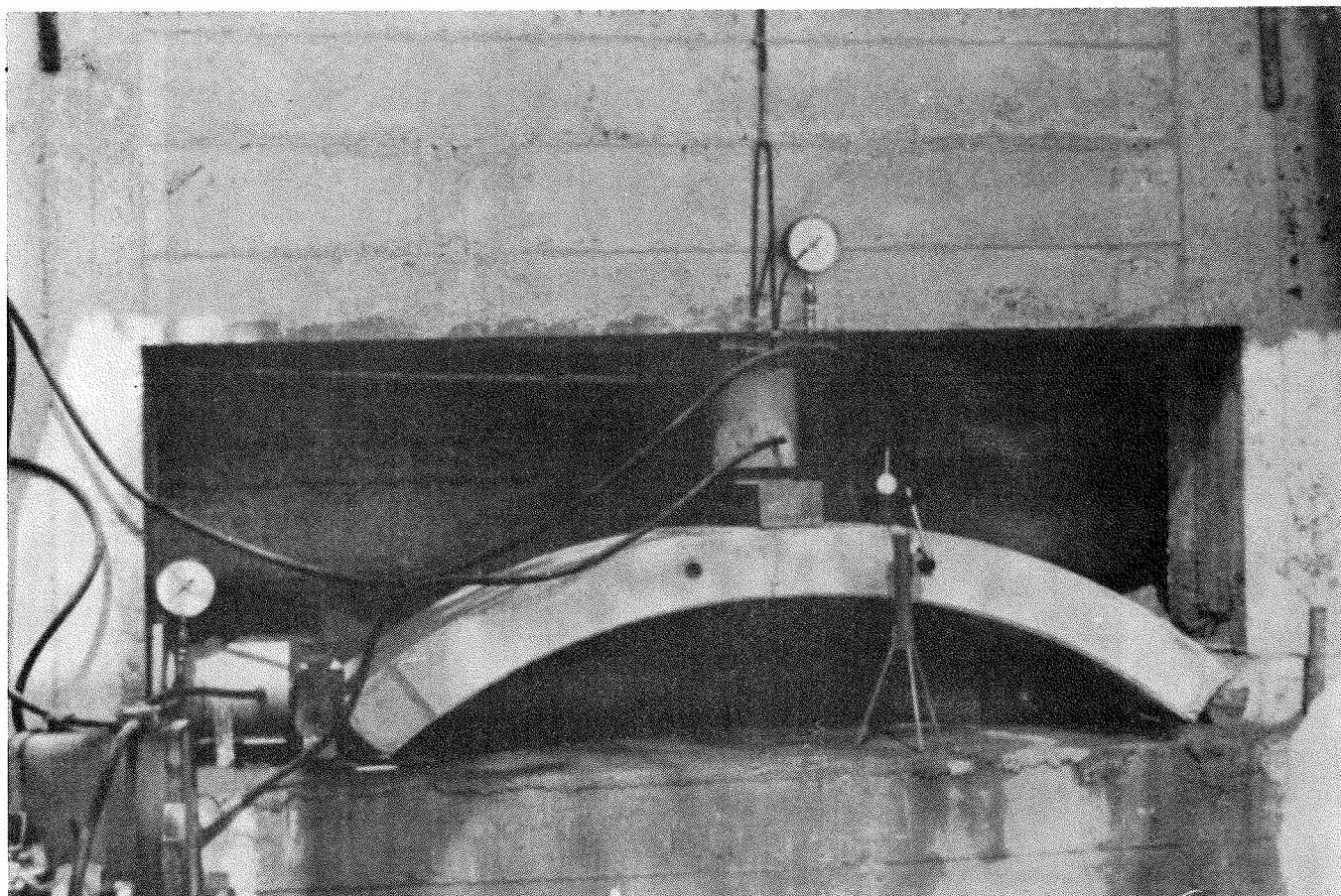


fig. 2.

Il concio è libero di scorrere e ruotare all'imposta, essendo poggiato su cuscinetti di neoprene e teflon.

I carichi sono stati dati con le seguenti modalità:

- Azione su entrambi i martinetti sino ad ottenere lo stesso carico di 5 t;
- Bloccaggio del martinetto orizzontale e azione sul martinetto verticale, per incrementi di carico di 5 t per volta;
- Lettura dopo ogni incremento di carico verticale di: carico orizzontale, frecce, ampiezza eventuali fessure;
- Raggiungimento del collasso ovvero di uno stato di fessurazione con ampiezze prossime al centimetro (fig. 3).

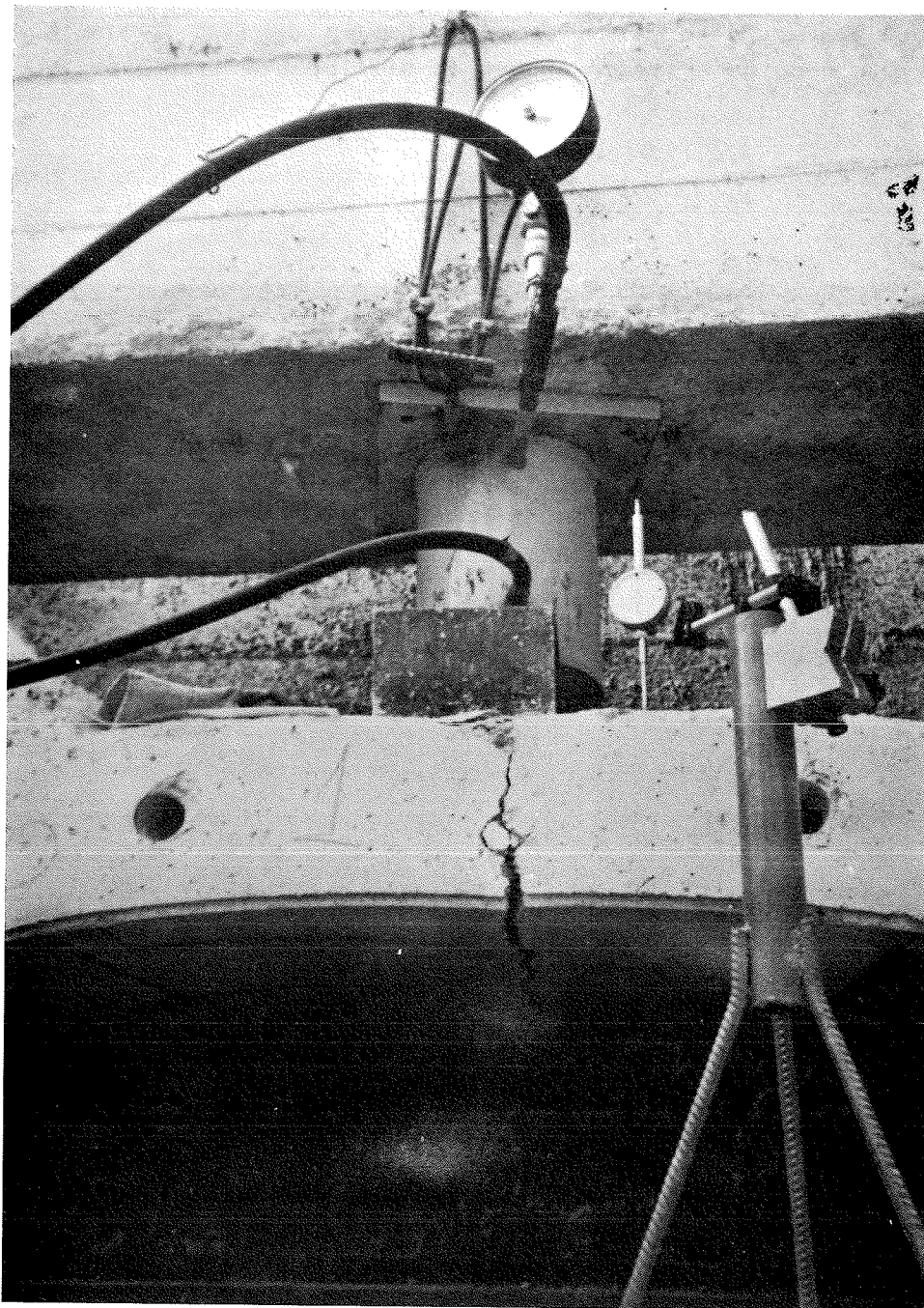


fig. 3.

Come può vedersi nella fig. 4, nella quale sono rappresentati i diagrammi dei carichi applicati e delle conseguenti variazioni di freccia, le prove sono state riferite ad una meno numerosa serie di analoghe sperimentazioni, condotte su conci di calcestruzzo semplice e di cemento armato.

Nella fig. 4 sono pure indicate le sollecitazioni massime raggiunte nonché quelle massime di progetto (classe B), e sono ubicati, nel piano Q_o (carico orizzontale), Q_s (carico verticale), i punti corrispondenti alle sollecitazioni di progetto per le due classi previste. Si fa notare, che il controllo di qualità è stato eseguito con pressoflessioni aventi eccentricità circa 3 volte

CONTROLLO QUALITÀ CONCI

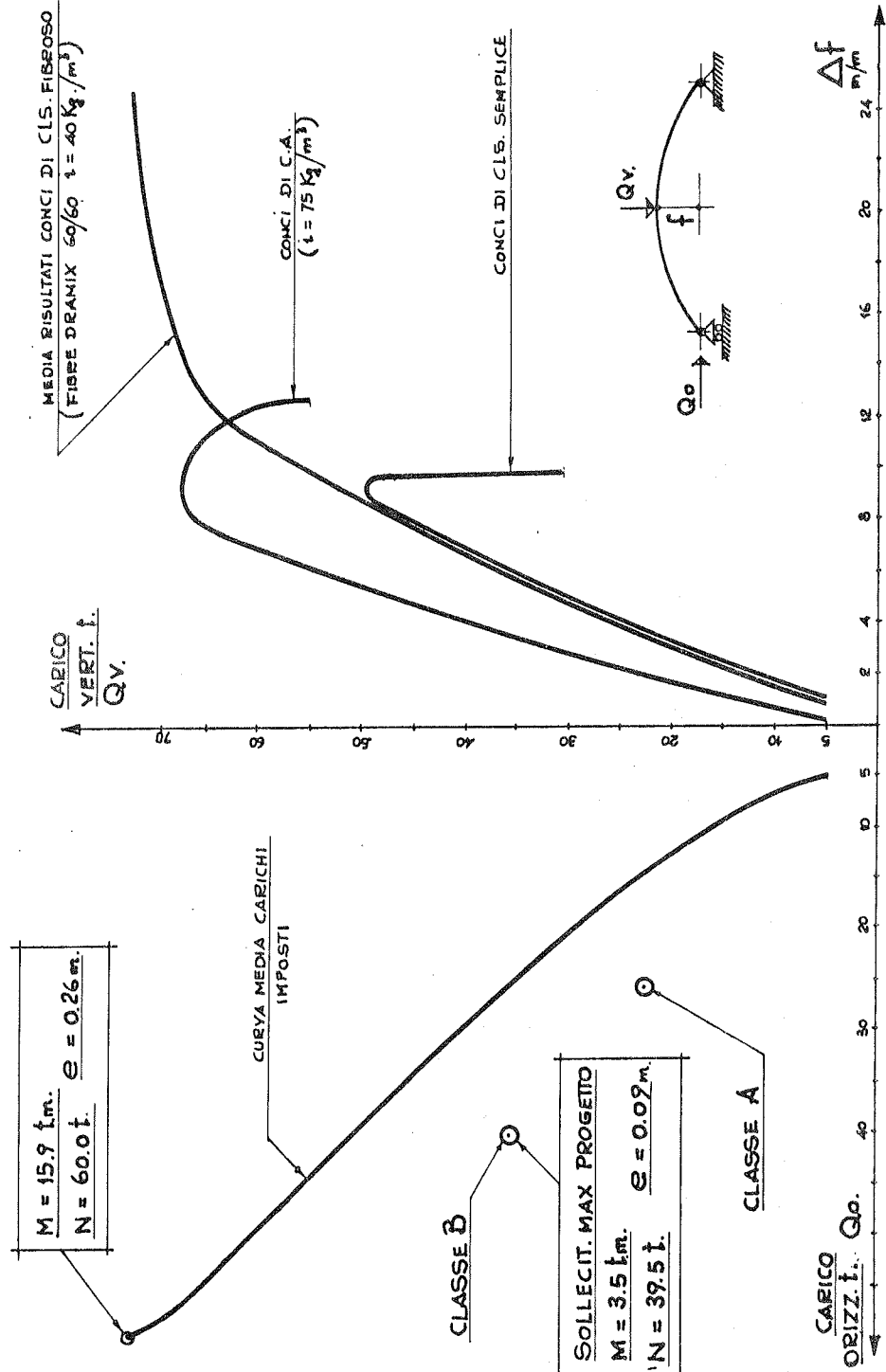


Fig. 4

più grande di quella prevista in progetto e, che gli sforzi normali raggiunti sono circa 1,5 volte quelli ipotizzati per la classe B.

La tensione di trazione corrispondente all'inizio dello stato di fessurazione si aggira intorno ad 80 Kg/cm^2 , dando luogo ad un rapporto $\eta = 2,4$ nei confronti della tensione di progetto della classe B.

2.2 Prove a pressoflessione su travetto a C.

I travetti sono stati confezionati di sezione $15 \times 15 \text{ cm.}$ con altezza 90 cm. ed ali 35 cm. Le prove sono state effettuate su 2 travetti ogni 100 m^3 di getto con stagionatura 28 giorni.

Il travetto è stato posizionato nell'apposita attrezzatura di prova (fig. 5), in maniera da ottenere una eccentricità di carico, rispetto all'asse del travetto, di $7,5 \text{ cm.}$

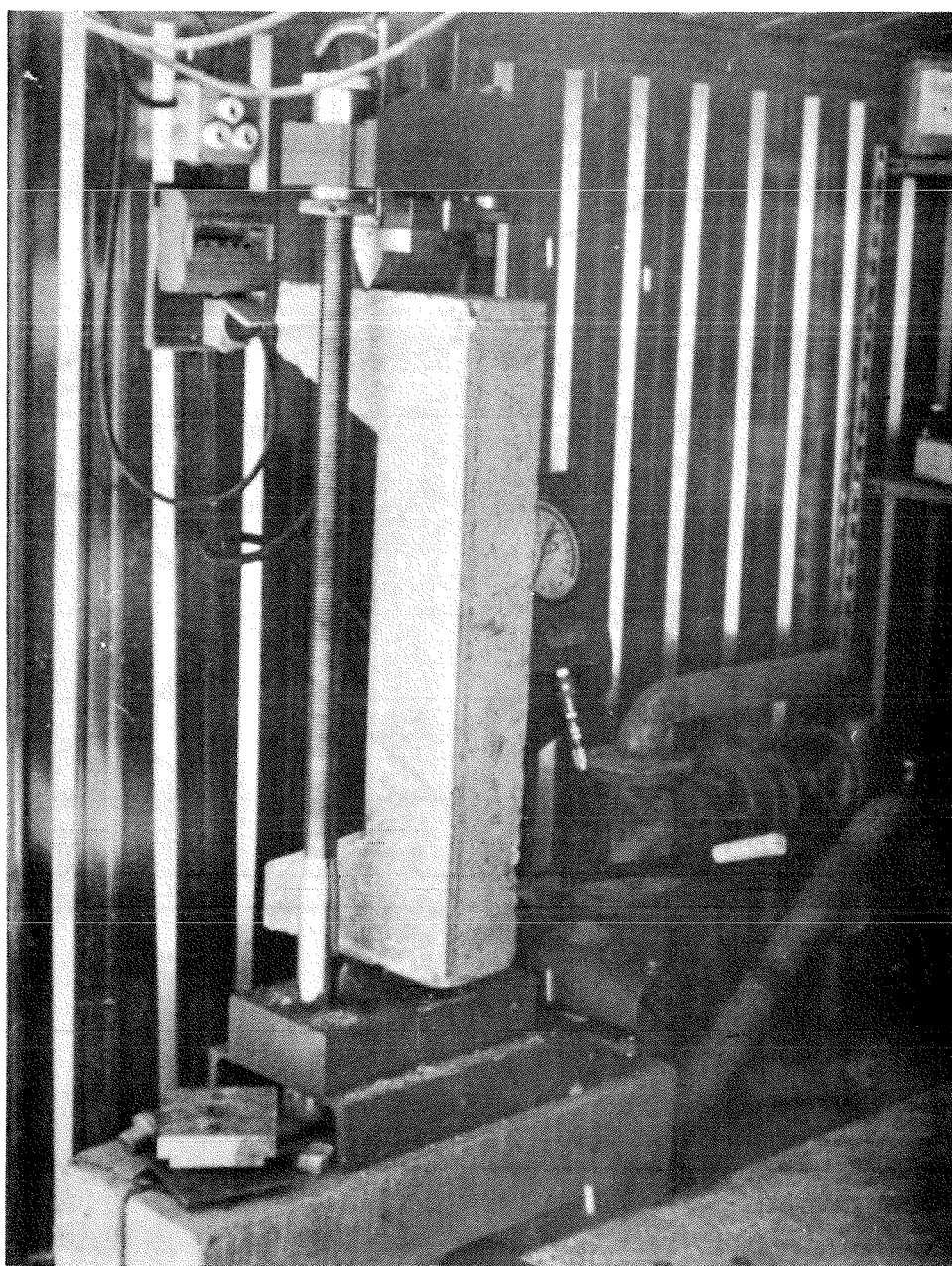


fig. 5.

Due comparatori sono stati impiegati per misurare lo spostamento della mezzeria del travetto e quello del punto di carico. Gli incrementi di carico sono stati dati nella misura di 2 t per volta verificando la stabilità del carico. I risultati sono riassunti nella fig. 6 che rappresenta, oltre alla curva sforzo normale - spostamento del punto di mezzeria di uno dei campioni di conglomerato fibroso di produzione, anche le curve relative a due campioni di c.a. con diversa percentuale d'armatura ed uno di calcestruzzo semplice.

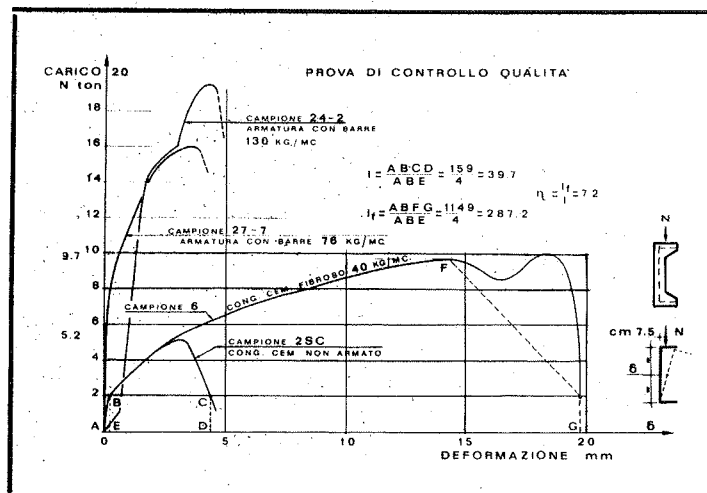


fig. 6.

In particolare, la fig. 6 mostra il rapporto tra l'indice di tenacità del campione di conglomerato fibroso e quello del calcestruzzo semplice che, nel nostro caso, si manteneva prossimo al valore $\eta = 7$. Occorre però rilevare che questo rapporto non esprime da solo la rispondenza del materiale di requisiti desiderati per l'impiego in galleria, secondo quanto precedentemente detto.

2.3 Il comportamento del rivestimento fibroso in relazione alle curve caratteristiche della roccia.

Una considerazione più interessante può farsi ponendo in relazione i diagrammi delle prove di fig. 4 e 6 con le curve caratteristiche della fig. 1. Una relazione di questo tipo è mostrata nella fig. 7 che si riferisce al comportamento di una data sezione di un'ipotetica galleria, per la quale i dati di progetto consentono di prevedere le curve caratteristiche η e β relative ad una fissata altezza di copertura.

Il punto B rappresenta la "convergenza" dello scavo che si avrebbe a breve termine, in assenza di rivestimento, e si raggiunge in pratica quando il fronte d'avanzamento si è allontanato dalla sezione considerata di una distanza (circa 3 volte il diametro di scavo) tale che la deformazione non dipenda più dalla terza dimensione, cioè dall'influenza del fronte stesso.

Le tecnologie in uso per l'esecuzione di vari tipi di rivestimento consentono di attivare l'efficacia del sostegno a partire da un punto A molto prossimo al raggiungimento della convergenza B da parte della roccia.

DIAGRAMMA DELLE CONGRUENZE TRA LE CURVE CARATTERISTICHE DELLA ROCCIA
E QUELLE DELLE CORRISPONDENTI DEFORMAZIONI DI VARI TIPI DI RIVESTIMENTO

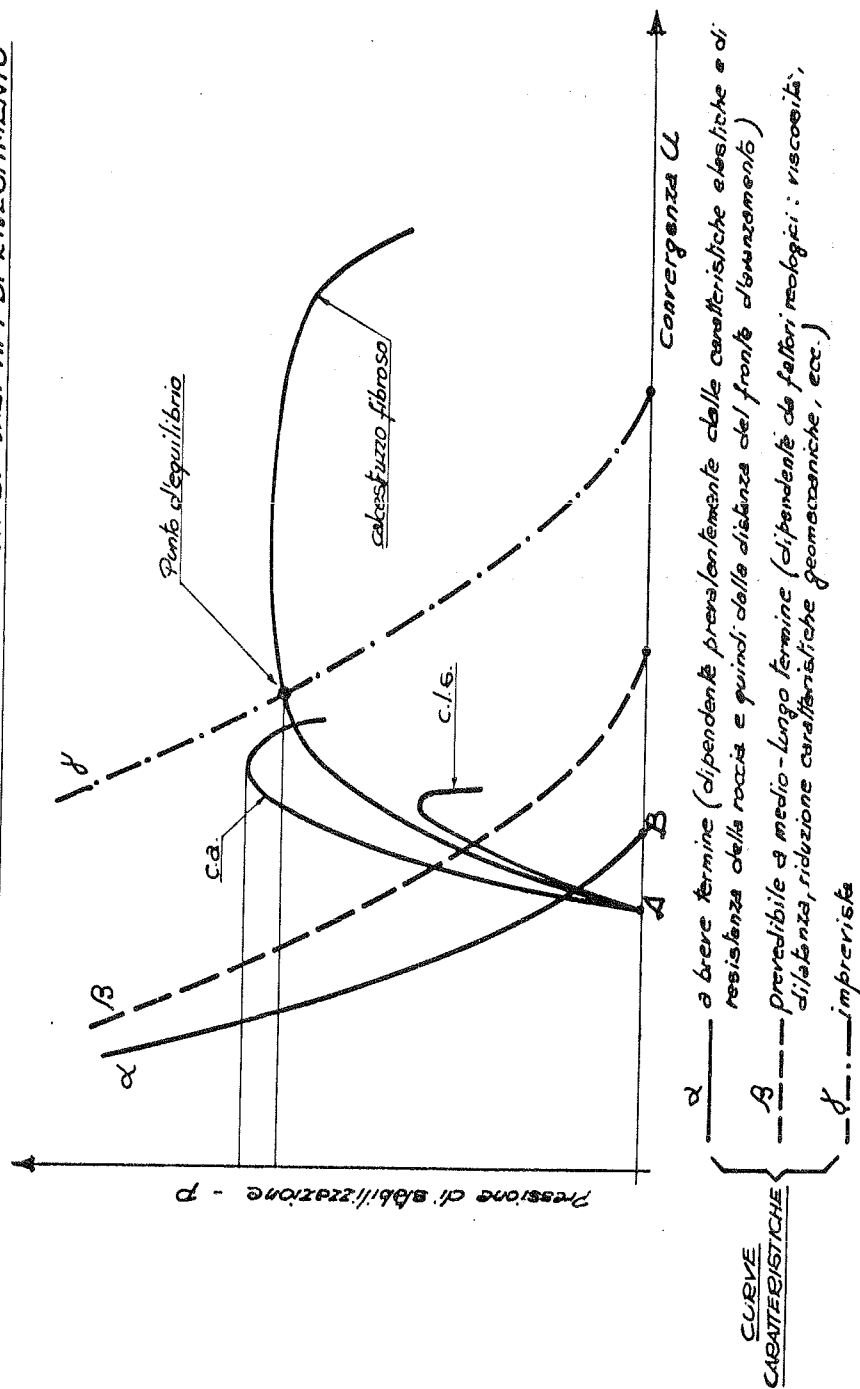


Fig. 7

Generalmente, quindi, la reazione roccia-rivestimento si manifesta durante lo spostamento della curva caratteristica dalla posizione α alla posizione β . Il dimensionamento del sostegno è, perciò, fortemente dipendente dall'esattezza di questa previsione, oltre che dalla posizione del punto A. Può accadere quindi che, anche in una galleria progettata in base ad indagini le più accurate, una certa tratta si comporti secondo la curva γ .

In tal caso, non vi è possibilità d'equilibrio per il rivestimento di calcestruzzo semplice o di c.a. nell'ipotesi rappresentata, mentre quello di conglomerato cementizio fibroso, pur ampiamente fessurato, mantiene un forte margine di sicurezza rispetto al collasso e ciò anche se il valore della pressione massima sopportabile è inferiore a quella del rivestimento di c.a.

In pratica ciò vuol dire avere più tempo e, quindi, più sicurezza per intervenire con riparazioni o sostituzioni e per formulare nuovi dimensionamenti e diverse tecnologie da mettere a punto per affrontare le tratte successive.

3. CONCLUSIONI E RINGRAZIAMENTI

In definitiva, il comportamento del rivestimento di conglomerato cementizio fibroso adottato per la costruzione della galleria Abatemarco nel monte Mula, valutato sia in base alle prove di sperimentazione preliminare, sia ai numerosi tests di controllo di qualità e sia all'esperienza verificata sulla costruzione, si è rivelato particolarmente idoneo al tipo di reazioni proprie dei sostegni di cavità sotterranee. La caratteristica di questo materiale di accettare forti deformazioni conseguenti a sollecitazioni di pressoflessione, senza apprezzabile decadimento della resistenza, costituisce un prezioso elemento in grado di conferire maggiori margini alla progettazione strutturale e tecnologica nei confronti della aleatorietà delle caratteristiche geomeccaniche della roccia.

Ringraziamo quanti hanno con noi collaborato sia alla progettazione strutturale, sia alle sperimentazioni, sia alla costruzione dell'opera e, in particolare, l'Ingegnere Capo B. Bosco ed il Direttore dei Lavori Ing. G. Donzella per la stimolante loro azione che ha reso possibile questo interessante lavoro.

4. BIBLIOGRAFIA

- I) G. CALCERANO - Su alcune prove di resistenza a flessione e a pressoflessione di calcestruzzi fibrorinforzati. - C.I.A.S.-C.F., 1977.
- II) G. CALCERANO, A. MOSCHELLA - Comparison between the behaviour of column-beam external joints in both fibre bar reinforced concrete and bar reinforced concrete. - 7th WCEE, 1980, Vol. 6, pp. 561-564.
- III) G. CALCERANO - Studi ed esperienze per il traforo autostradale del Gran Sasso. - Riv. It. Geotecnica, n. 1, 1977, pp. 22-28.
- IV) W. AMBERG, G. LOMBARDI - Une methode de calcul élastoplastique de l'état de tension et de deformation autour d'une cavité souterraine - 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech, 1974, 2B, pp. 1055-1060.

- V) R. RIBACCHI, R. RICCIONI - Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. - Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 4, 1977, pp. 8-18.
- VI) A.I.C.A.P. - Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso. - Notiziario A.I.C.A.P., n. 7, 1982, pp. 5-8.

LE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO IN ZONA SISMICA :
VALUTAZIONE DELLA DUTTILITA'

Remo CALZONA (°)

Piero PERSIA (°°)

(°) Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni

(°°) Ricercatore

Istituto di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Roma

SOMMARIO

Il calcestruzzo leggero, in virtù della minore massa, sembra presentare grandi vantaggi per la realizzazione di strutture in zona sismica.

Viene studiato il comportamento post-elastico degli elementi e di una struttura, realizzati impiegando calcestruzzo leggero ed un equivalente calcestruzzo pesante, per valutare l'effettiva capacità di resistenza a sismi di forte intensità.

SUMMARY

The use of lightweight concrete in seismic resistant constructions , because of its lower mass, seems to be very advantageous. To evaluate the effective strength to earthquake action, post-elastic behaviour of the R.C. elements and of a structure, built of lightweight and normal concrete, are examined.

1. PREMESSA

Il calcestruzzo leggero, in virtù della minore massa a parità di resistenza, rispetto al calcestruzzo pesante, sembra presentare grandi vantaggi per la realizzazione di strutture in zona sismica, se si valutano le azioni secondo quanto stabilito dalle attuali Norme Sismiche italiane e se si eseguono le verifiche di sicurezza secondo il metodo delle tensioni ammissibili.

Si pone il quesito se pari sicurezza si abbia qualora si studi il comportamento delle costruzioni sottoposte alle accelerazioni sismiche che si hanno durante i terremoti, alle quali la struttura è in grado di resistere anche in funzione della sua duttilità.

Lo studio inizia con la definizione delle leggi costitutive dei conglomerati e si sviluppa analizzando le caratteristiche di duttilità delle sezioni, degli elementi strutturali e la capacità di resistenza al sisma di un edificio, che si hanno utilizzando calcestruzzo leg

gero a confronto con calcestruzzo pesante, per controllare se i vantaggi nell'impiego del primo emergono anche nel campo della resistenza ultima delle strutture.

L'indagine svolta mostra una sostanziale equivalenza tra i due materiali, e conferma che la maggiore influenza sulla capacità di resistere alle azioni sismiche da parte dei pilastri è data dalla pressione media piuttosto che dalla resistenza, dall'accorciamento ultimo e dalla forma dei diagrammi σ - ϵ del conglomerato.

2. LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI

2.1 Conglomerato.

Per poter procedere allo studio del comportamento post-elastico delle strutture in cemento armato occorre preliminarmente definire le leggi costitutive generalizzate del conglomerato e dell'acciaio:

$$\{\sigma\} = |E| \{\epsilon\}$$

nonchè le leggi che definiscono il legame di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Mentre per l'acciaio in barre può bastare il legame σ - ϵ che si ricava dalle prove monoassiali, schematizzato con la bilatera elasto-plastica a tensione limite pari a quella di snervamento, per il conglomerato la definizione della legge costitutiva da utilizzare è molto complessa, perchè dipende da numerosissimi parametri (stato tensionale, velocità di deformazione, etc.).

In via approssimata si può utilizzare ancora un legame sforzi-deformazioni uniassiale, tenendo conto degli stati di tensione ortogonali a quello principale alterando la curva σ - ϵ monoassiale in funzione dei rapporti tra le tensioni ortogonali; ma pur con questa radicale semplificazione, altri ipotesi vanno assunte.

Per studiare il comportamento post-critico (al di là della deformazione corrispondente alla tensione massima) è necessario ipotizzare una velocità di deformazione del conglomerato è (prove monotoniche a velocità di deformazione costante): è abbastanza corretto utilizzare i risultati di prove eseguite con $\dot{\epsilon} = 1 \text{ } \%/ \text{min}$.

Le curve monotoniche inoltre possono considerarsi l'involuppo delle curve per carichi ciclici, quali sono quelli dovuti alle azioni sismiche.

Le normative non forniscono tali legami, ma prescrivono l'impiego, per il calcolo allo stato limite ultimo, di diagrammi σ - ϵ convenzionali, che non hanno peraltro la pretesa di servire al calcolo delle deformazioni ultime; inoltre i valori della resistenza e dell'allungamento massimo sono calibrati in maniera tale che il calcolo delle sollecitazioni ultime sia conservativo.

Per procedere allo studio, si sono utilizzate le leggi σ - ϵ sperimentali (fig.1) delle prove monotoniche eseguite da Weigler, Karl e Lieser (II), ottenute sottoponendo a compressione provini di conglomerati realizzati con aggregati normali e leggeri, di due classi equivalenti, ossia aventi circa la stessa resistenza cilindrica. I dati significativi per ciascuna curva sono riassunti nella tabella di fig.1.

Le curve sperimentali sono state confrontate con alcuni modelli matematici del legame σ - ϵ :

CALCESTRUZZO		f_c (N/mm ²)	ϵ_o (mm/m)	ϵ_u (mm/m)	K	D
Normale	N25	17	2.20	5.60	2	0.8
Normale	N45	35	2.60	4.25	2	0.0
Leggero	L25	19	3.00	6.50	1.5	0.8
Leggero	L45	35	3.50	4.75	1.5	0.0

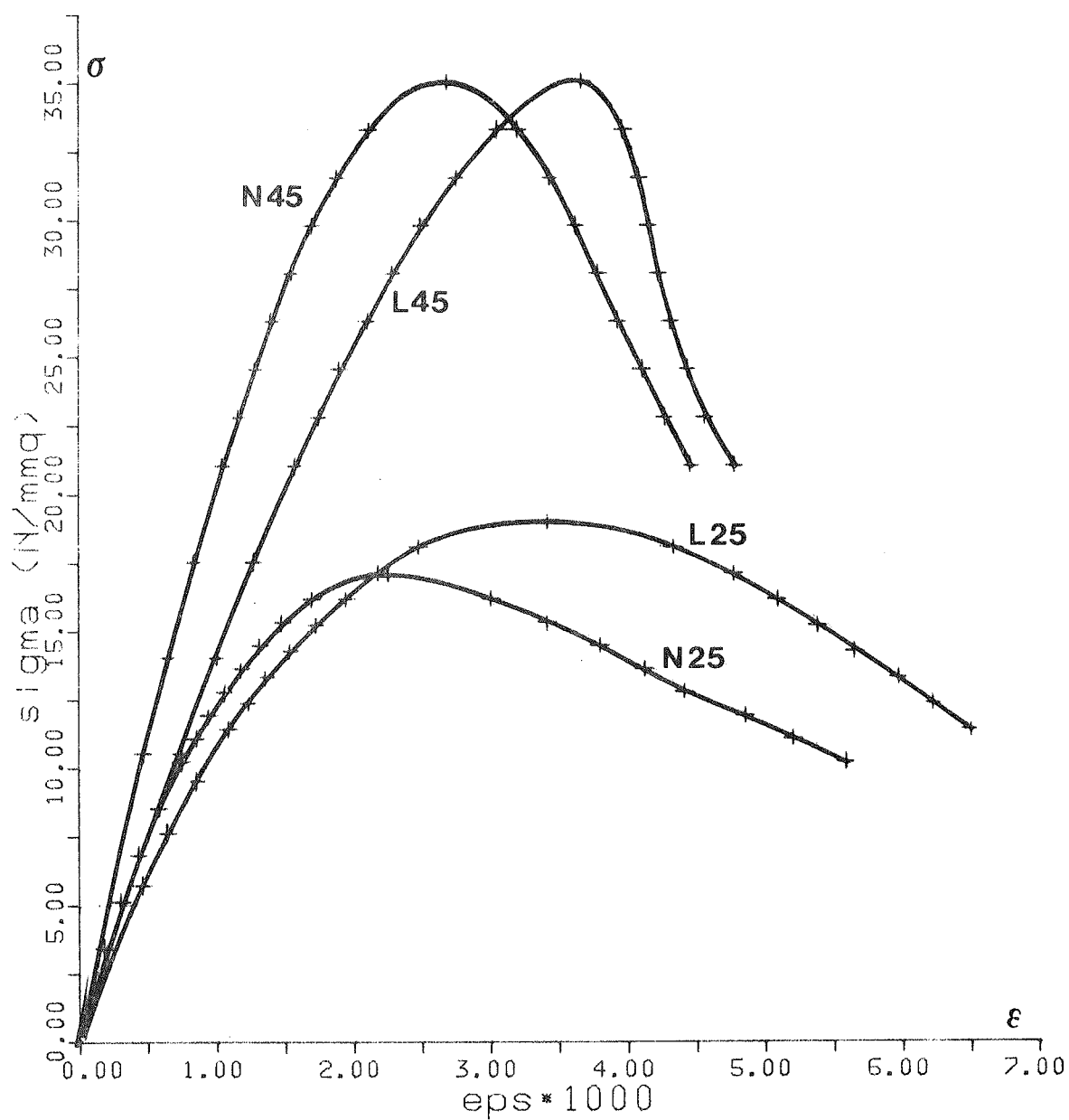


FIG.1 Curve sperimentali di prove monotoniche a compressione dei calcestruzzi normali (N) e leggeri (L)

$$\text{SARGIN (III)} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{kx + (D-1)x^2}{1 + (k-2)x + Dx^2} \quad (1)$$

$$\text{DESAY e KRISHNAN (VI)} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{1}{f_c} \frac{E\varepsilon}{1+x^2} = \frac{kx}{1+x^2} \quad (2)$$

$$\text{SAENZ (VII)} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{1}{f_c} E\varepsilon \left[1 + \left(\frac{3E_0}{E} - 2 \right) x + \left(1 - \frac{2E_0}{E} \right) x^2 \right] = kx + (3-2k)x^2 + (k-2)x^3 \quad (3)$$

$$\text{C.E.B.} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{kx - x^2}{1 + (k-2)x} \quad (4)$$

con il seguente significato dei simboli:

$x = \varepsilon / \varepsilon_0$

f_c = resistenza cilindrica a compressione

E = modulo elastico

$E_0 = f_c / \varepsilon_0$ = modulo secante al picco della tensione ($\sigma = f_c$; $\varepsilon = \varepsilon_0$)

$k = E / E_0$

D = "pendenza" del ramo discendente, funzione inversa della resistenza

Come si può notare le espressioni vengono a coincidere per alcuni valori dei parametri liberi:

- posto $k = 2$ e $D = 1$ nella (1), si ottiene la curva (2);
- per $k = 2$ e $D = 0$ le espressioni (1) e (3) diventano la legge proposta dal CEB (cosiddetta parabola di Madrid).

Il confronto con le curve sperimentali ha rilevato un buon accordo con la legge di Sargin, quando ai coefficienti k e D si assegnino i seguenti valori:

a) ramo ascendente della curva (parametro k)

- per i calcestruzzi pesanti è lecito assumere un rapporto: $k = 2$;
- per i calcestruzzi leggeri strutturali con peso specifico $\rho = 15-17 \text{ kN/m}^3$, che presentano un modulo elastico all'origine pari a circa la metà di quelli pesanti di pari resistenza, l'aumento della deformazione corrispondente al picco porta ad un valore: $k = 1.5$;

b) ramo discendente della curva (parametro D)

- per i valori di resistenza minore (N25 e L25 con $f_c \cong 18 \text{ N/mm}^2$) il ramo discendente della curva è ben descrivibile adottando il valore estremo superiore proposto dal Sargin: $D = 0.8$;
- per i calcestruzzi di resistenza maggiore (N45 e L45 con $f_c = 35 \text{ N/mm}^2$), per i quali la tensione decresce più rapidamente: $D = 0$.

Le curve σ - ε di Sargin così definite sono riportate in fig.2.

2.2 Acciaio

Per l'acciaio è stato assunto un legame tensioni-deformazioni bilineare senza incrudimento (perfettamente plastico) a deformazione illimitata, definito dalla tensione di snervamento f_{ys} .

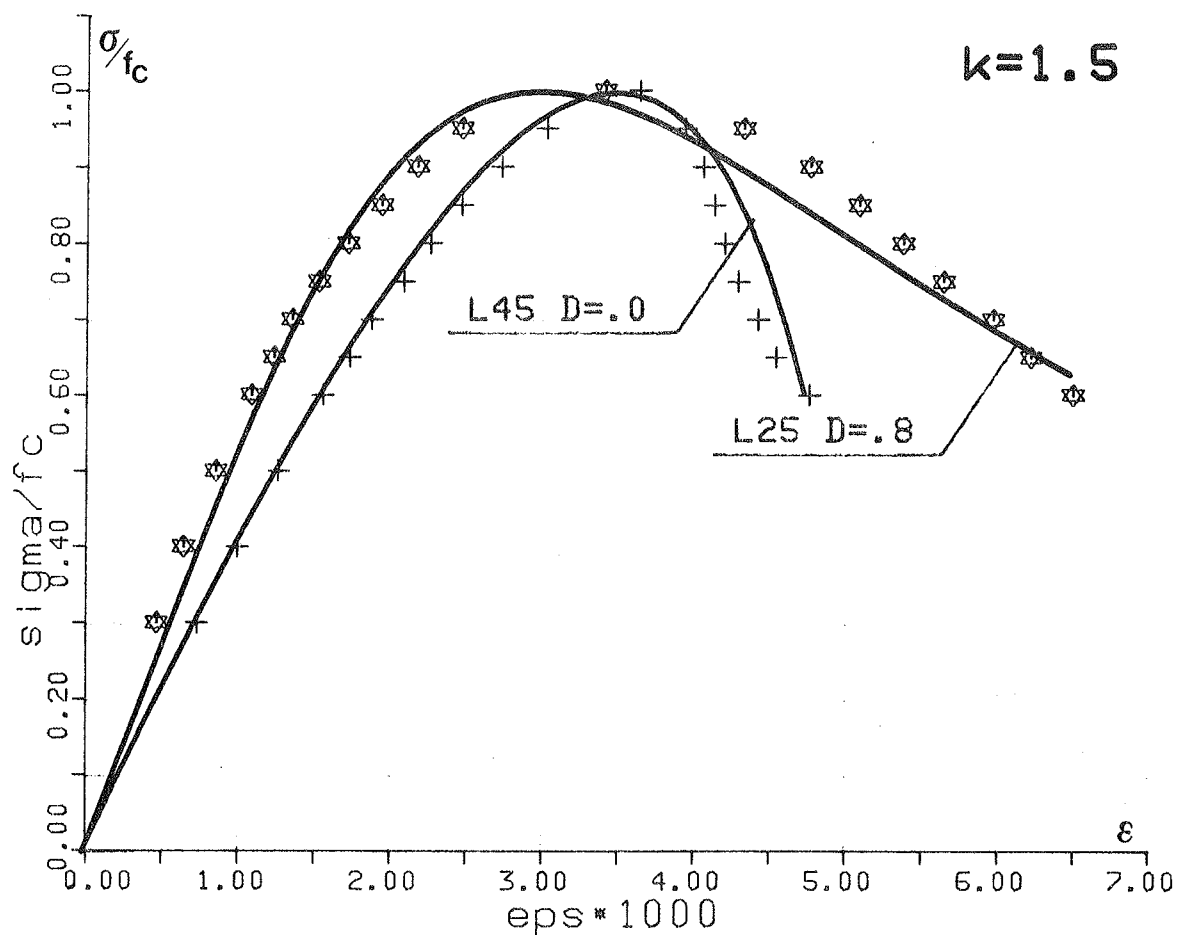
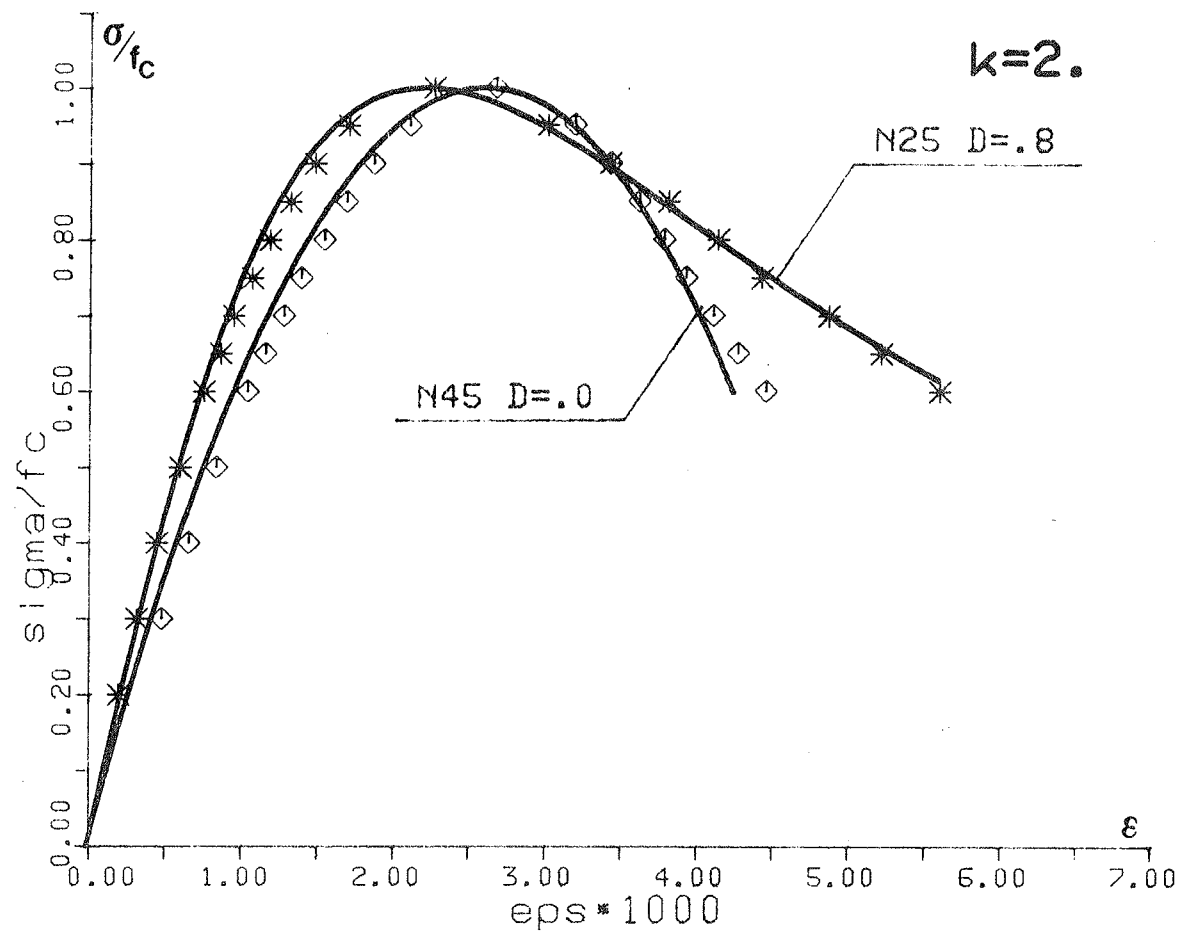


FIG.2 Curve σ - ϵ dei conglomerati ottenute applicando il modello di Sargin, a confronto con i valori sperimentali

3. VALUTAZIONE DELLA DUTTILITA'

3.1 La duttilità della sezione

La duttilità è il rapporto tra la deformazione a rottura e quella elastica: per una sezione in c.a. tra la curvatura ultima e quella relativa allo snervamento.

Sulla base delle leggi costitutive dei componenti come sopra definite, tenuto altresì conto che lo studio si riferisce ad elementi pressoinflessi, è corretto assumere la curvatura ultima (θ_u) corrispondente al raggiungimento al lembo compresso di calcestruzzo della ϵ_{cu} ; associare la curvatura elastica (θ_s) alla deformazione dell'armatura tesa pari a quella di snervamento ($\epsilon_s = \epsilon_y = f_{ys}/E_s$).

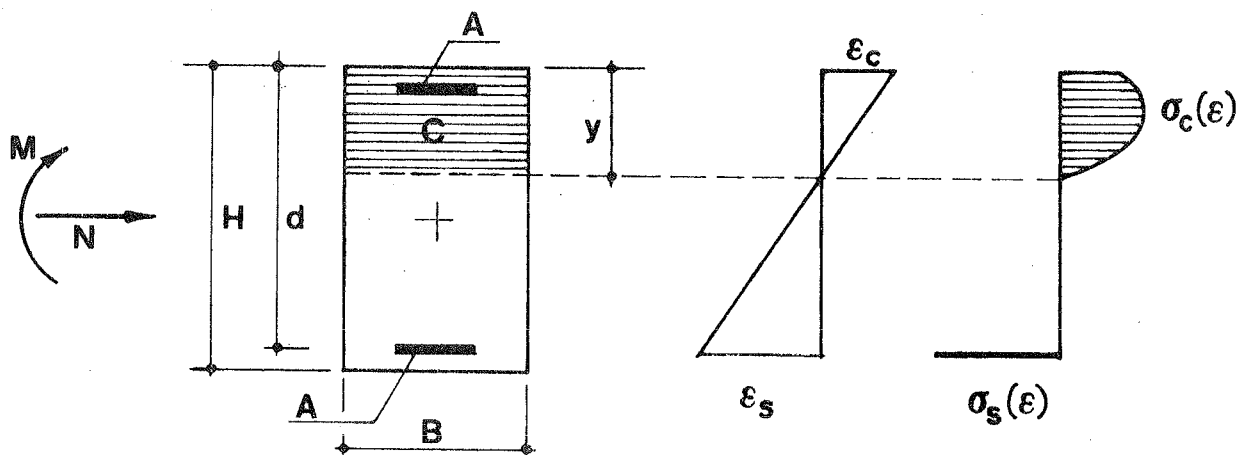
Nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, i valori delle sollecitazioni M_s e M_u , ed i corrispondenti valori delle curvature θ_s e θ_u si ricavano in funzione dello sforzo normale mediante le equazioni di equilibrio:

$$N = \int_{C(y)} \sigma_c(\epsilon) dC + \sum_{j=1}^n A_j \sigma_{sj}(\epsilon)$$

$$M = \int_{C(y)} \sigma_c(\epsilon) z dC + \sum_{j=1}^n A_j \sigma_{sj}(\epsilon) z_j$$

Nel diagramma momenti-curvature un altro punto significativo è quello che rappresenta la condizione di decompressione della sezione (M_d, θ_d), calcolato per $\epsilon_s = 0$.

Nella presente nota, finalizzata allo studio di elementi pilastri, vengono considerate le sezioni di forma rettangolare, con armatura doppia e simmetrica.



In fig.3 sono riportate le curve duttilità μ -sforzo normale ridotto $n=N/BHf_c$ di sezioni rettangolari realizzate impiegando i quattro calcestruzzi descritti, acciai con $f_y = 330$ e 380 N/mm², e armate simmetricamente con percentuale geometrica di armatura: $A/BH = A'/BH = 0.3\%$. Relativamente ai diagrammi μ - n si possono fare le seguenti osservazioni:

- in assenza di sforzo normale, per le percentuali di armatura considerate, la duttilità è molto elevata ($\mu > 15$); all'aumentare di

N invece, la duttilità si riduce rapidamente, fino a raggiungere il valore unitario (assenza di duttilità: $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, $\epsilon_s = \epsilon_y$, $\theta_u = \theta_s$) per un valore di sforzo normale circa uguale a $0.5 BHf_c$, ossia pari alla metà dello sforzo normale massimo;

- b) utilizzando i calcestruzzi N45 e L45, la cui resistenza cilindrica è circa doppia rispetto a quella di N25 e L25, la duttilità aumenta notevolmente a parità di sezione, ovvero rimane circa eguale riducendo l'altezza della sezione del 25%;
- c) impiegando calcestruzzo leggero per la sezione, e quindi anche per le strutture che trasmettono le sollecitazioni permanenti, lo sforzo normale si riduce, per effetto della minore massa, di circa il 10-15%: conseguentemente la duttilità risulta pressochè uguale a quella della sezione realizzata in calcestruzzo normale.

Nelle applicazioni progettuali che seguono, tali possibilità, combinate tra loro, hanno condotto ai risultati indicati sul diagramma.

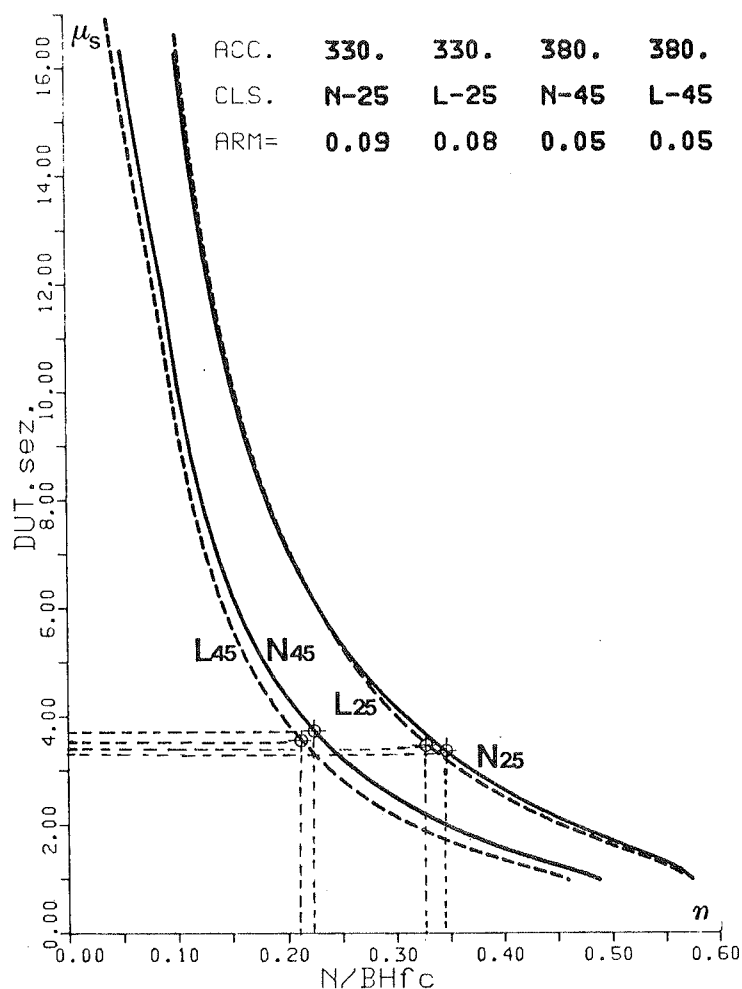


FIG.3 Duttilità della sezione in funzione dello sforzo normale
(ARM è il valore della percentuale meccanica di armatura tesa e compressa:
 $\omega = A/BH f_s/f_c$)

3.2 La duttilità dell'elemento-pilastro.

Viene esaminato il comportamento del pilastro incastrato alle estremità, sottoposto a carico assiale N e ad una forza orizzontale F applicata all'estremo superiore.

Il diagramma delle curvature adottato (XVII), dal quale per integrazione si calcola lo spostamento della sommità del pilastro, è lineare tra il punto di flesso e la sezione per la quale il momento è pari al valore di decompressione (θ_d); ha un tratto parabolico nelle sezioni fessurate fino al valore di snervamento (θ_s) ed assume in fine il valore ultimo (θ_u) per la lunghezza della "cerniera plastica", assunta, in base alla legge di Mattock, pari a:

$$L_p = 0.5 H + 0.025 L$$

essendo H e L rispettivamente le altezze della sezione e del pilastro.

La duttilità del pilastro si calcola come rapporto tra gli spostamenti relativi delle estremità, associati alle condizioni di snervamento ed ultima delle sezioni più sollecitate: $\mu = \Delta_u / \Delta_s$.

Risulta quindi funzione sia della duttilità della sezione, rispetto alla quale risulterà sempre minore, sia del rapporto dimensionale L/H . L'influenza di questo parametro è mostrata dal confronto delle curve di figg. 4 e 5.

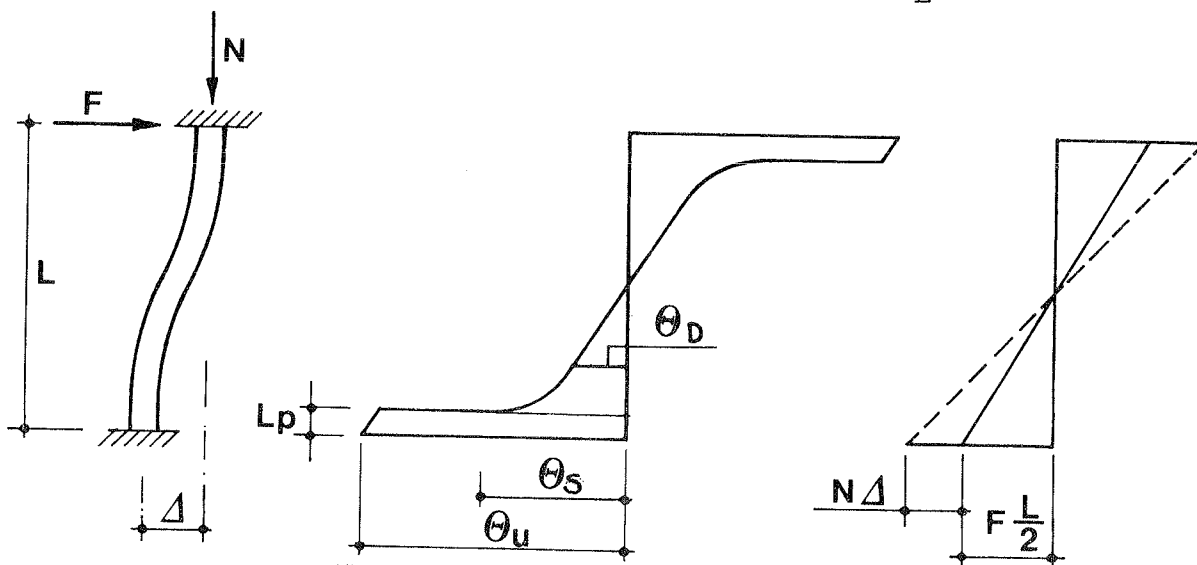
Le osservazioni fatte per la sezione vanno integrate con la considerazione che, poichè progettando con calcestruzzo di resistenza maggiore si ottengono per le sezioni dei pilastri dimensioni inferiori, si riduce l'estensione della zona di plasticizzazione e quindi, avendo spostamenti ultimi minori, si ha una conseguente riduzione della duttilità.

Analogamente a quanto detto per la sezione, si possono calcolare per le condizioni di decompressione, di snervamento ed ultima i valori delle forze F_d , F_s , F_u associati ai rispettivi spostamenti Δ_d , Δ_s , Δ_u , in funzione dello sforzo normale e del rapporto di snellezza del pilastro L/H .

Tenendo anche conto dell'effetto del secondo ordine $N \cdot \Delta$, il momento agente nelle sezioni di estremità e la corrispondente forza valgono:

$$M = \frac{F \cdot L}{2} + N \cdot \Delta$$

$$F = (M - N \cdot \Delta) \frac{2}{L}$$



Il contributo $N \cdot \Delta$ porta ad una riduzione crescente con Δ della forza F , mentre non ha influenza sulla duttilità del pilastro.

Alcuni diagrammi $F-\Delta$ per i calcestruzzi esaminati sono riportati nelle figg.7-8-9-10: le curve reali, ciascuna relativa ad un valore dello sforzo assiale, sono state schematizzate con andamento lineare tra i punti caratteristici D, S, U e l'origine.

Confrontando i diagrammi, si riscontrano per i calcestruzzi leggeri una minore rigidezza in campo elastico ed un pressochè proporzionale aumento delle deformazioni di snervamento ed ultime, a conferma che la duttilità è circa eguale a quella dei calcestruzzi pesanti.

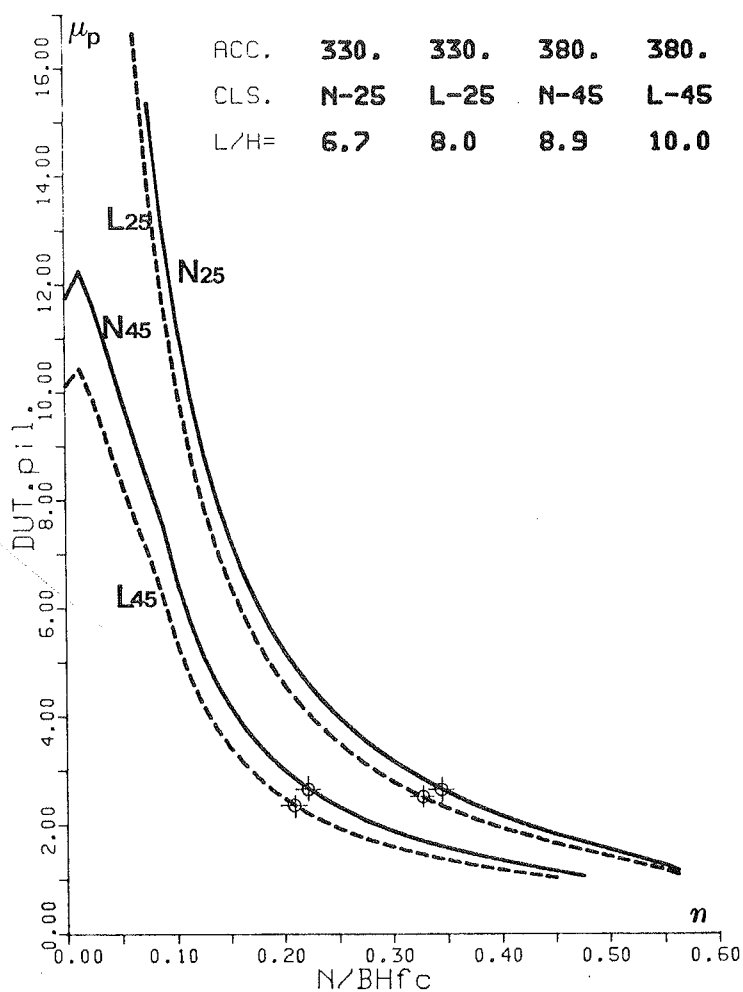


FIG.4 Duttilità del pilastro doppiamente incastrato in funzione dello sforzo normale

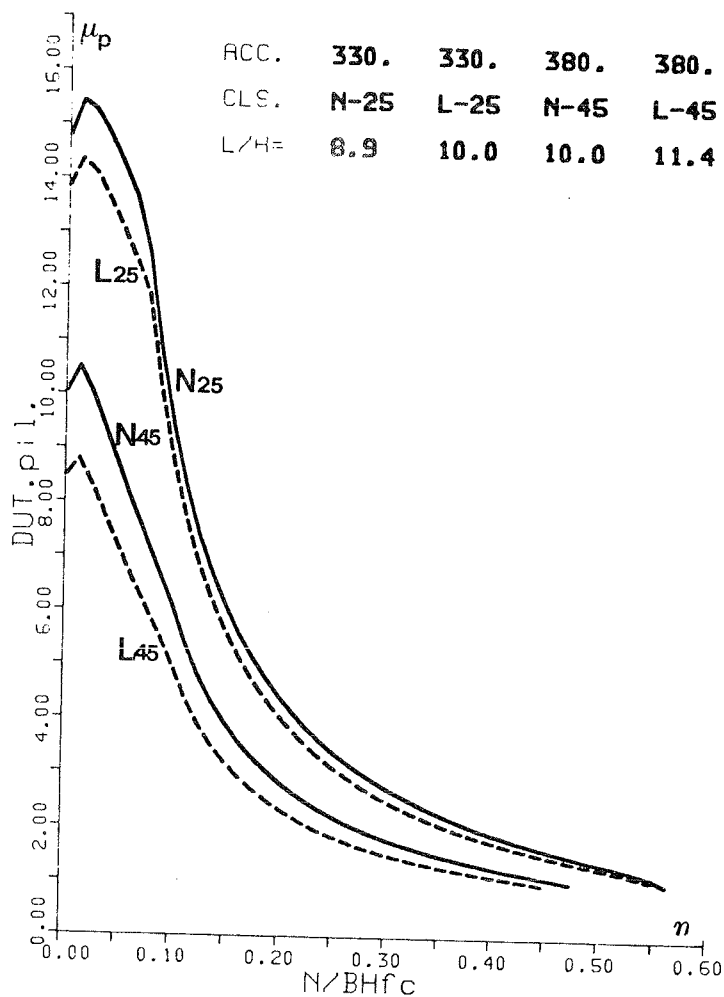


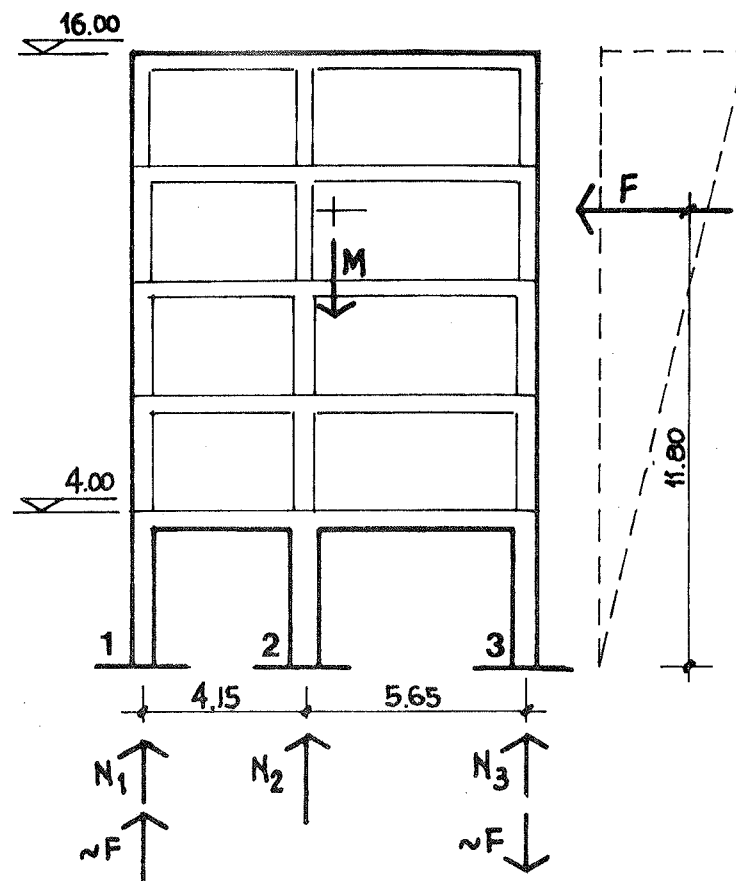
FIG.5 Duttività del pilastro in funzione dello sforzo normale (influenza dello aumento di L/H)

4. VERIFICA SISMICA DI UN EDIFICIO

L'obiettivo prefisso di voler dare un giudizio in merito all'influenza delle caratteristiche dei materiali sulla capacità di resistenza delle strutture sottoposte ad un sisma impone che lo studio non si limiti all'analisi del comportamento post-elastico delle sezioni e degli elementi, ma riguardi anche quello dell'intero insieme strutturale.

Si esaminano pertanto di seguito il comportamento e la resistenza ultima di un edificio in zona sismica, realizzato con i quattro conglomerati prescelti.

Per ottenere risultati numerici di facile esame, sulla base dei qua-



		CLS. NORMALI				CLS. LEGGERI		
massa (t)		119.7				106.4		
pilastro		1	2	3		1	2	3
N (t)		30.9	76.5	41.9		27.5	68.0	37.2
cls/sezione	N25	30x45	35x60	30x45	L25	30x40	35x50	30x40
acc/armatura	330	4.1	6.3	4.1	330	3.6	5.3	3.6
cls/sezione	N45	30x40	35x45	30x40	L45	30x35	35x40	30x35
acc/armatura	380	3.6	4.7	3.6	380	3.2	4.2	3.2

FIG.6 Rappresentazione schematica del fabbricato e prospetto riassuntivo dei dati di progetto nei 4 casi esaminati

li formulare giudizi comparativi sui diversi tipi di calcestruzzo, e ricavare alcune considerazioni sulla corretta progettazione sismica, si è preso in esame l'edificio schematicamente rappresentato nella fig.6, con struttura a telaio indeformabile su pilastri del primo ordine a comportamento elasto-plastico. Tale schema, anche se non consigliabile progettualmente, perchè innesca un meccanismo di collasso localizzato, è molto frequente negli edifici con il cosiddetto piano pilotis, ed inoltre permette un'analisi sismica molto semplice.(XX).

Numerosi studi relativi alla valutazione della risposta dei sistemi non lineari ad una eccitazione di tipo sismico hanno messo in luce che i massimi spostamenti indotti in un sistema elasto-plastico non sono in genere molto diversi da quelli che si hanno, per lo stesso terremoto, in un sistema a comportamento indefinitamente elastico, con caratteristiche uguali a quelle del sistema elasto-plastico nella fase elastica iniziale.

Utilizzando questo criterio è possibile studiare il comportamento elasto-plastico della struttura riferendosi sempre ad un terremoto di progetto, definito attraverso lo spettro di risposta dell'oscillatore elastico.

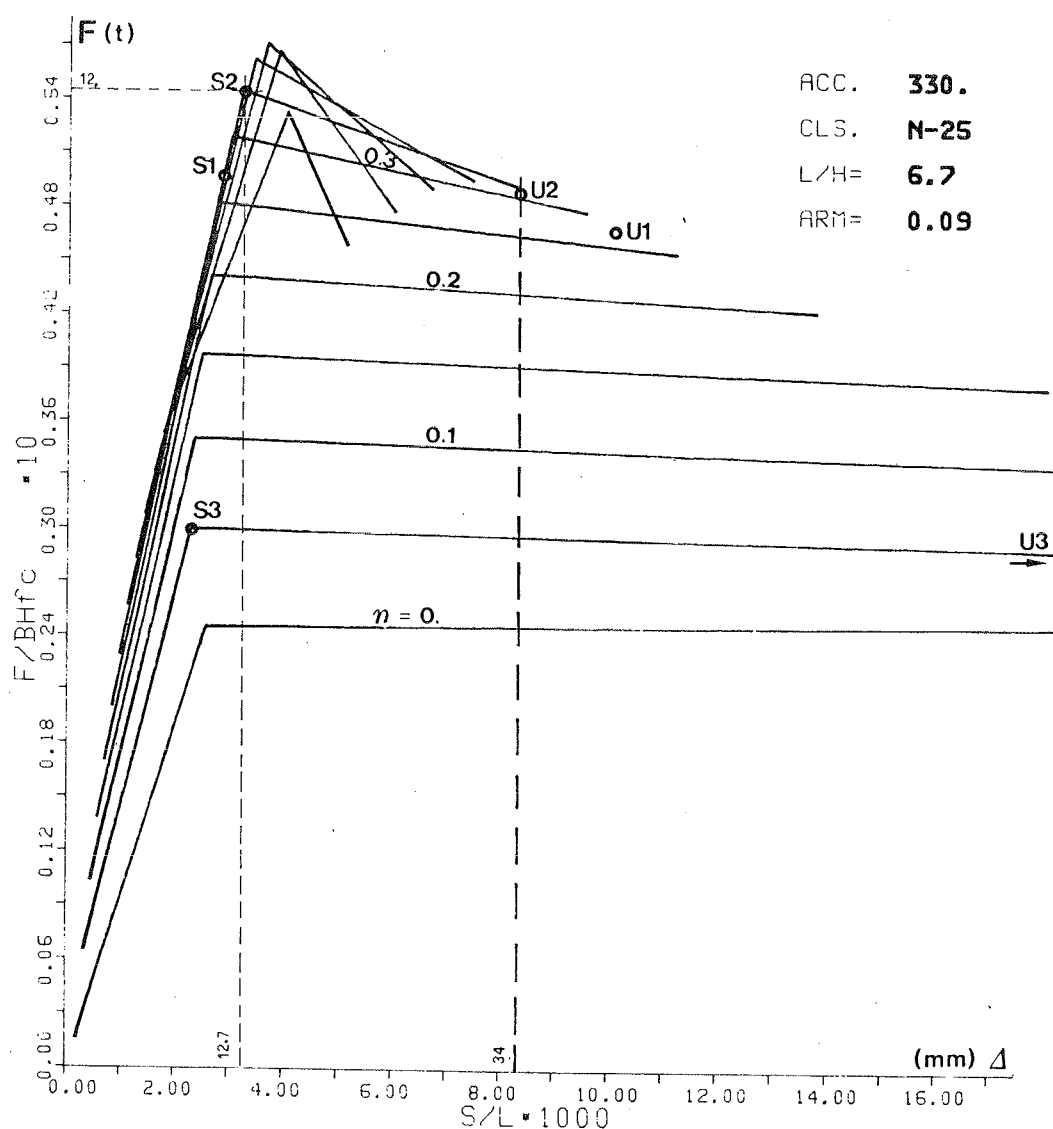


FIG.7 Diagramma F- Δ per pilastri progettati con N25

Il problema si riduce pertanto a definire il diagramma $F-\Delta$ dell'oscillatore equivalente.

Il calcolo del diagramma $F-\Delta$ di una struttura passa attraverso il calcolo della deformazione limite dei singoli elementi strutturali, valutata sulla base della deformabilità delle sezioni.

Nel caso in esame gli elementi strutturali che interessano sono i pilastri del primo ordine, di cui nei paragrafi precedenti sono stati calcolati i diagrammi $F-\Delta$ in funzione di N .

Ciò perchè se si esamina la distribuzione dei momenti del telaio, si osserva come tali pilastri abbiano un livello di sollecitazione molto più elevato di quelli degli ordini superiori ed inoltre siano sede delle prime cerniere plastiche che si hanno al crescere delle forze orizzontali.

Conservando la distribuzione triangolare delle azioni orizzontali, che è la più gravosa, in quanto l'ipotesi che gli spostamenti dei piani superiori siano pari a quello del piano terra conduce ad una distribuzione uniforme sull'altezza, è possibile stimare l'incremento di sforzo normale sui pilastri, dovuto all'azione orizzontale F :

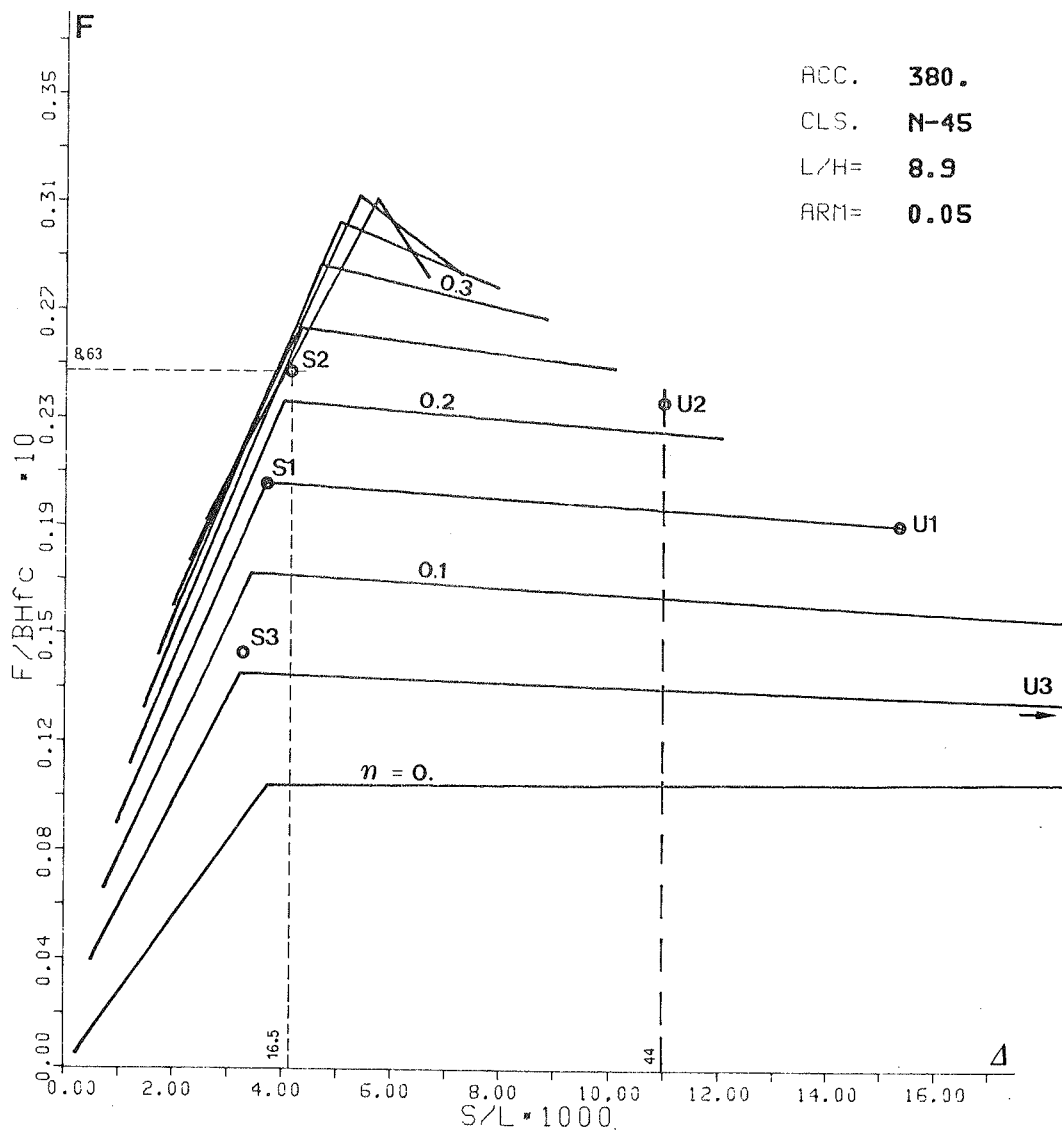


FIG.8 Diagramma $F-\Delta$ per i pilastri progettati con N45

esso risulta, con leggera approssimazione, pari a $\pm F$ per i pilastri esterni e circa nullo per il pilastro centrale.

Ciò semplifica ulteriormente l'individuazione nel diagramma $F-\Delta$ del punto di snervamento del pilastro i , posto sulla curva relativa al suo sforzo normale, che è funzione a sua volta della forza F :

$$N_i = N_{0i} \pm \alpha_i F$$

Il calcolo di F si viene eseguito con un processo iterativo, a partire dal valore di sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali (N_{0i}), e modificandolo ad ogni passo in funzione del valore di $F_s = \Sigma F_{si}$ trovato al passo precedente.

Nell'ipotesi di indeformabilità della parte superiore al primo piano, lo spostamento limite coincide con quello del pilastro maggiormente cimentato, che in questo caso è il pilastro centrale.

Nelle figg.7-8-9-10 sono riportati i diagrammi forza-spostamento per i quattro casi in esame: essi riguardano il legame $F-\Delta$ del pilastro centrale, che ha il più basso rapporto L/H .

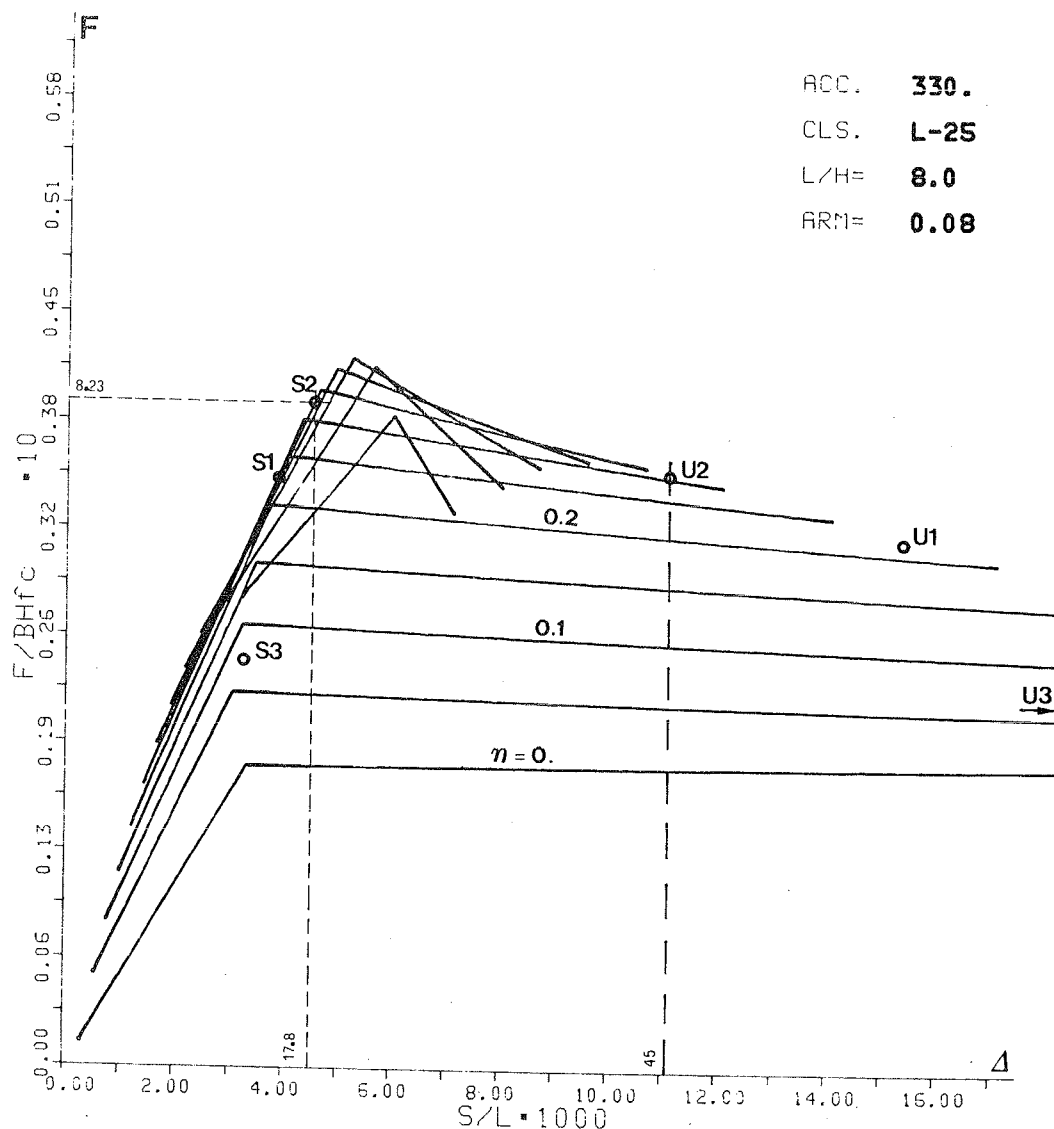


FIG.9 Diagramma $F-\Delta$ per pilastri progettati con L25

Gli altri pilastri, avendo un carico minore ed essendo progettati secondo la normativa italiana con sezioni più piccole, hanno quindi rapporti di snellezza L/H maggiori, e diversi diagrammi $F-\Delta$.

Se i pilastri laterali avessero le stesse dimensioni di quello centrale, il diagramma $F-\Delta$ sarebbe unico, ed i punti di snervamento e ultimo risulterebbero quelli riportati nelle figure.

E' possibile a questo punto, riportando i risultati in un unico diagramma $F-\Delta$ (fig.11), avere una schematizzazione del comportamento elasto-plastico delle quattro strutture progettate.

Con l'ipotesi fatta di equivalenza tra comportamento elasto-plastico ed elastico indefinito, è immediato ricavare dalla figura, per ognuno dei quattro casi:

- la forza corrispondente allo spostamento ultimo F_u
- la duttilità della struttura $\mu = \Delta_u / \Delta_s$
- l'accelerazione ultima $A_u = F_u / M$
- la rigidezza $K = F_u / \Delta_u$
- il periodo proprio $T = 2\pi \sqrt{M/K}$

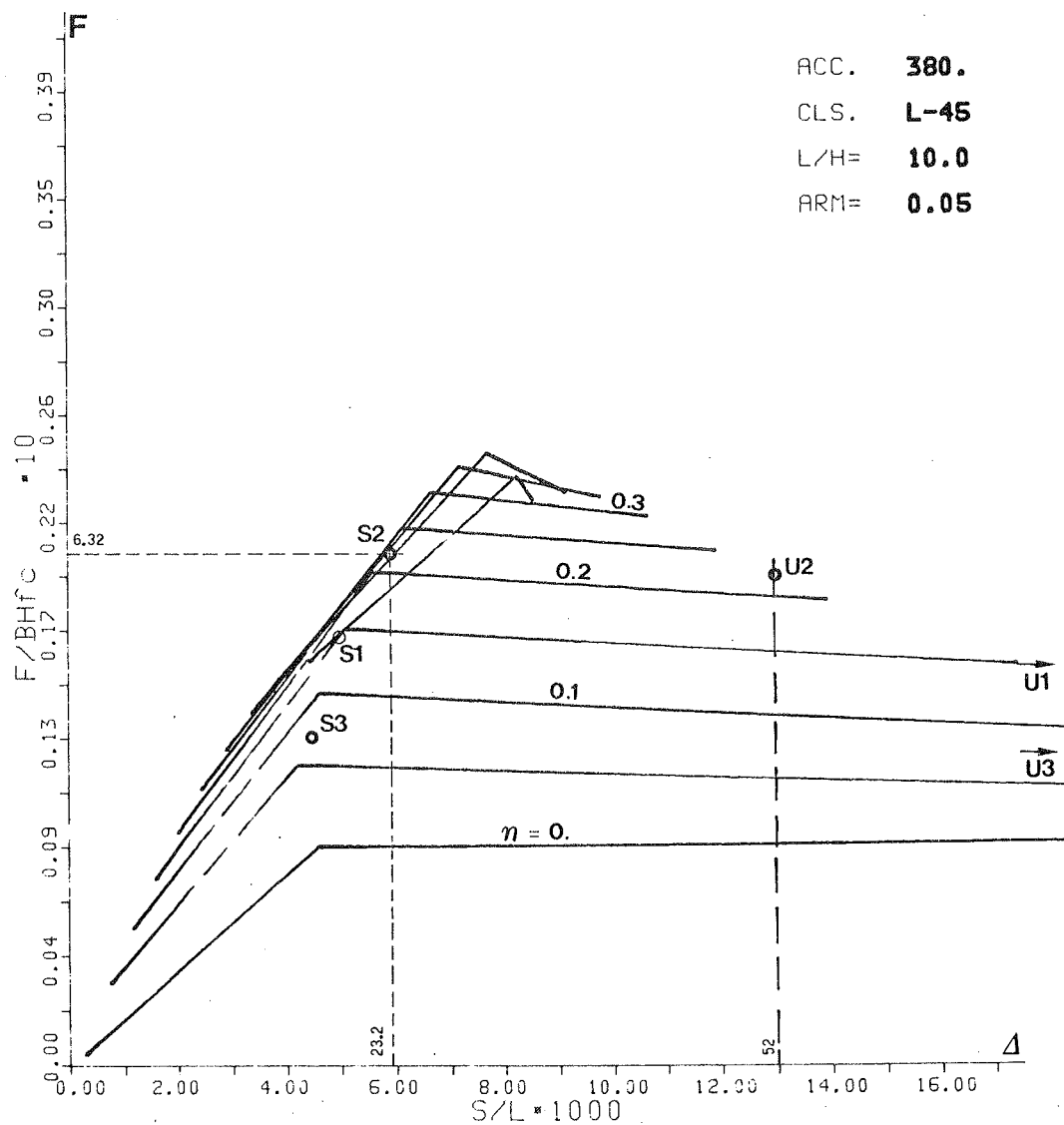


FIG.10 Diagramma $F-\Delta$ per pilastri progettati con L45

CALCESTRUZZO	N25	N45	L25	L45
$F_u(t)$	53.2	47.8	38.2	28.8
μ	2.46	2.68	2.43	2.24
A_u/g	0.44	0.40	0.36	0.27
$K(t/m)$	1565	1078	840	556
$T(sec)$	0.55	0.67	0.71	0.88

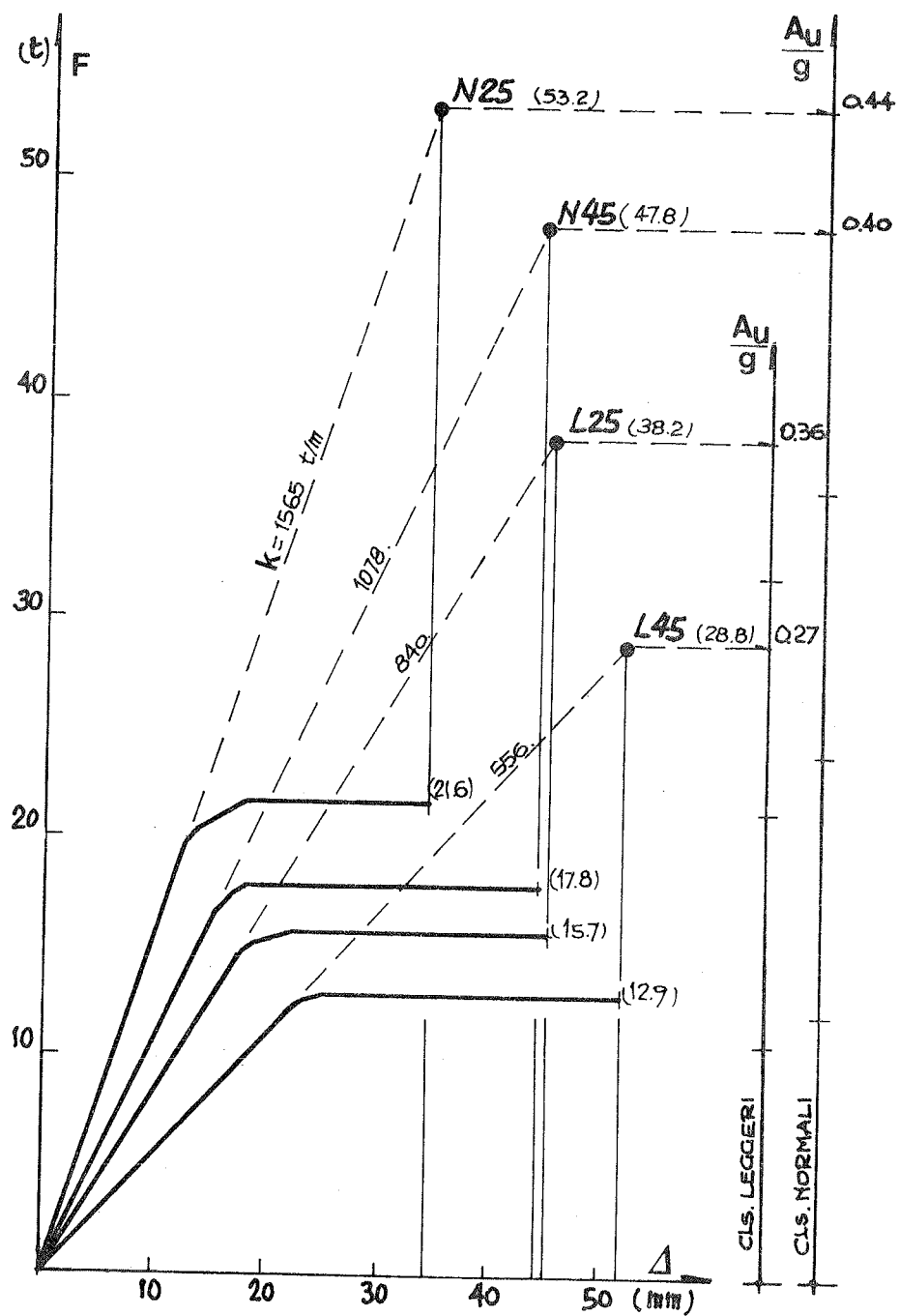


FIG.11 Comportamento elasto-plastico della struttura progettata con 4 calcestruzzi diversi

I valori delle accelerazioni spettrali sono messi a confronto nella fig.12 con gli spettri di accelerazione ottenuti normalizzando un certo numero di accelerogrammi registrati nel 1976 in Friuli, su terreno roccioso, con accelerazione al suolo pari a 0.3 g: si riscontra che l'accelerazione sopportabile dalla struttura, in tutti i casi esaminati, è compresa tra lo spettro medio e lo spettro costruito in base alla deviazione standard δ .

L'uso di spettri di progetto del tipo di fig.13 (XVI) è particolarmente comodo per dare una risposta sulla idoneità della struttura a sopportare i sismi, perchè permette di sorpassare l'effetto di amplificazione dinamica del moto del suolo da parte dell'edificio, funzione delle caratteristiche dinamiche dello stesso (essenzialmente massa e rigidezza, sintetizzate nel periodo proprio T), e di riferirsi alla accelerazione al suolo.

Individuato per una struttura il punto rappresentativo delle condizioni ultime, di coordinate periodo-accelerazione corrispondente al collasso ($T-A_u$), la curva dello spettro di progetto passante per il punto permette di calcolare la corrispondente accelerazione al suolo che produrrebbe per l'edificio l'accelerazione spettrale di collasso.

La capacità di resistenza della struttura viene quindi giudicata tramite il valore della accelerazione al suolo, ossia attraverso un unico parametro di sintesi, da confrontare con un'eventuale accelerazione al suolo fissata dalla normativa:

	A_u g	T (sec)	$R(T)$	A_0 g
N25	0.44	0.55	2.2	0.20
N45	0.40	0.67	1.8	0.22
L25	0.36	0.71	1.7	0.21
L45	0.27	0.88	1.4	0.20

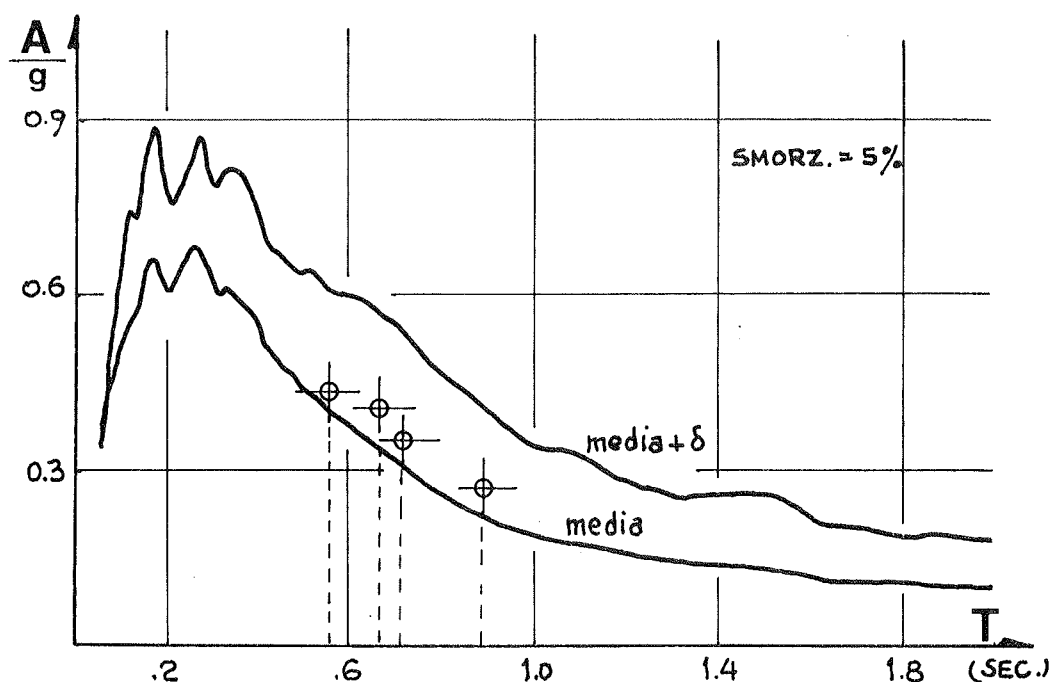


FIG.12 Spettri di accelerazione del terremoto del Friuli

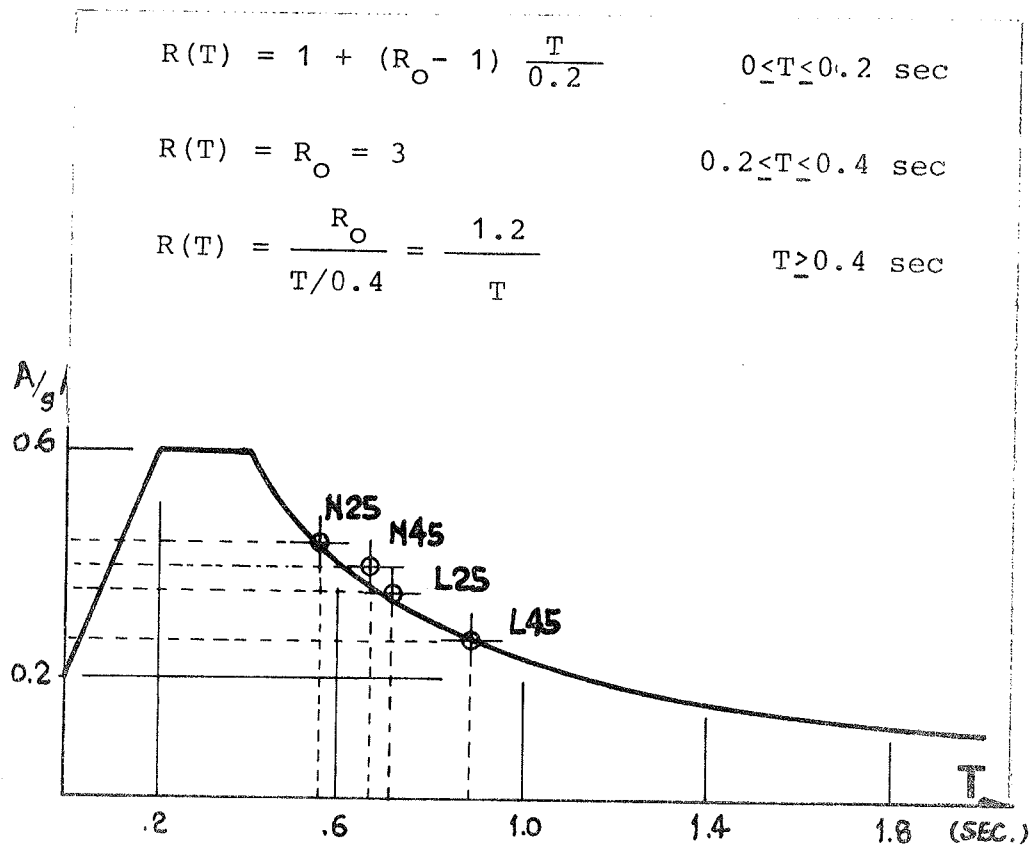


FIG.13 Spettro con accelerazione al suolo 0.2 g

5. CONCLUSIONI

Esaminando i risultati ottenuti si possono trarre le seguenti conclusioni:

- a) il calcestruzzo leggero, a parità di F_u , sopporterebbe accelerazioni maggiori in proporzione alla minore massa:

$$\frac{A_{uL}}{A_{uN}} = \frac{M_N}{M_L} = 1.12$$

- b) tuttavia la rigidezza del calcestruzzo leggero, che è notevolmente minore ed è compensata solo in parte dalle maggiori deformazioni plastiche, fa sì che in realtà si abbia mediamente:

$$\frac{A_{uL}}{A_{uN}} = \frac{F_{uL}}{F_{uN}} \cdot \frac{M_N}{M_L} = \frac{K_L}{K_N} \cdot \frac{\Delta_{uL}}{\Delta_{uN}} \cdot \frac{M_N}{M_L} = 0.53 \cdot 1.25 \cdot 1.12 = 0.74$$

risultando favoriti al confronto i calcestruzzi di resistenza minore (per i quali $\Delta_{uL}/\Delta_{uN} = 1.35$);

- c) il periodo proprio dei calcestruzzi leggeri risulta maggiore:

$$\frac{T_L}{T_N} = \frac{M_L}{M_N} \cdot \frac{K_N}{K_L} = \frac{1}{1.12} \cdot \frac{1}{0.53} = 1.30$$

- d) la struttura in calcestruzzo leggero, che ha pilastri di dimensioni minori, come risultato del progetto secondo la norma italiana, conserva lo stesso livello di sicurezza della struttura in calcestruzzo normale, che ha pilastri più grandi; infatti, ipotizzando

valida la legge di accelerazione spettrale di fig.13, risulta che l'accelerazione al suolo sopportabile è praticamente uguale per i quattro casi;

- e) misteriosamente, il metodo delle tensioni ammissibili della normativa italiana porta che, con calcestruzzi di maggiore resistenza, si hanno pilastri più piccoli, ma la sicurezza sismica rimane praticamente uguale;
- f) il parametro che maggiormente influenza la resistenza sismica è la tensione normale media sulla sezione: una riduzione di pressione media, comportando l'aumento delle dimensioni della sezione, fa sì che aumentino fortemente la duttilità, la rigidità e quindi l'accelerazione massima corrispondente allo spostamento ultimo. Si può concludere che la migliore progettazione sismica consiste nel far lavorare i pilastri a bassi valori della tensione di esercizio; questo risultato è noto ed è codificato: le norme ACI non richiedono alcun provvedimento particolare per le armature dei pilastri, quando

$$\sigma_c < 0.4 \frac{N^*}{B \cdot H} \approx 0.2 f_c$$

essendo N^* lo sforzo normale per rottura bilanciata.

BIBLIOGRAFIA

- (I) LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE - CEB-FIP Manual, 1977
- (II) H.Weigler, S.Karl, P.Lieser: THE BENDING LOAD CAPACITY OF REINFORCED LIGHT WEIGHT CONCRETE - Betonwerk und Fertigteil - Technik 38, 1972
- (III) S.Dei Poli: MICROFESSURAZIONE, LEGGI COSTITUTIVE E CONDIZIONI DI ROTTURA DEL CALCESTRUZZO IN STATI DI TENSIONE MONO E PLURIASSIALI - Italcementi 78
- (IV) R.Park, T.Paulay: REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 1975
- (V) W.F. Chen: CONSTITUTIVE EQUATIONS FOR CONCRETE - IABSE Colloquium, Copenhagen, 1979
- (VI) Prakash Desayi, S.Krishnan: EQUATION FOR THE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE - ACI Journal Proceedings, marzo 1964
- (VII) L.P.Saenz, L.G.Tulin, K.H.Gerstle: Discussione sull'articolo (VI) - ACI Journal Proceedings, settembre 1974
- (VIII) P.T.Wang, S.P.Shah, A.E.Naaman: STRESS-STRAIN CURVES OF NORMAL AND LIGHT WEIGHT CONCRETE IN COMPRESSION - ACI Journal, novembre 1978
- (IX) T.C.Y.Liu, A.H.Nilson, F.O.Slate: STRESS-STRAIN RESPONSE AND FRACTURE OF CONCRETE IN UNIAXIAL AND BIAXIAL COMPRESSION - ACI Journal, maggio 1972
- (X) Z.P.Bazant, A.A.Asghari: CONSTITUTIVE LAW FOR NONLINEAR CREEP OF CONCRETE - Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, febbraio 1977
- (XI) Z.P.Bazant, F.ASCE, B.H.Oh: STRAIN-RATE EFFECT IN RAPID TRIAXIAL LOADING OF CONCRETE - Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, ottobre 82
- (XII) H.Aoyama, H.Noguchi: MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE UNDER LOAD CYCLES IDEALIZING SEISMIC ACTIONS - Atti del Simposio AICAP-CEB, maggio 1979

- (XIII) V.V.Bertero: SEISMIC BEHAVIOUR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS - Atti del Simposio AICAP-CEB, maggio 1979
- (XIV) A.Giuffrè: LA DUTTILITA' STRUTTURALE - Ingegneria Sismica, CISM 1976
- (XV) A.Giuffrè, R.Giannini: LA RISPOSTA NON LINEARE DELLE STRUTTURE IN C.A. - Progettazione e particolari costruttivi in zona sismica - ANCE 1982
- (XVI) SEISMIC DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES - CEB Bulletin n.149, 1982
- (XVII) L.Benato, R.Giannini, A.Giuffrè, R.Masiello, M.Menegotto: DIAGRAMMI PER IL CONTROLLO DELLA DUTTILITA' DEI PILASTRI IN C.A. - Notiziario AICAP, ott.79
- (XVIII) G.Di Chiara, M.Menegotto, S.Tremi Proietti, P.M.Zanetti: CALCOLI DI DUTTILITA' PER SEZIONI PRESSOINFLESSE IN C.A. - Giornale del Genio Civile, 1980
- (XIX) R.Calzona, S.Tremi Proietti: CONSOLIDAMENTO DI UN EDIFICIO DISSESTATO DAL SISMA DEL FRIULI - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - Industria delle Costruzioni, giugno 1978
- (XX) R.Calzona: IL CONGLOMERATO LEGGERO STRUTTURALE - Edizioni di Scienza e Tecnica, 1982

STRUTTURA DI COPERTURA IN TRAVI PRECOMPRESSE A CONCI

Nuovo Mercato Ittico del Comune di Marano Lagunare (Udine)

Progettista e Direttore dei Lavori: Adriano Conti architetto
STUDIO IDROPROGETTI - Udine

Calcoli Statici : Aldo Rizzani ingegnere
STUDIO RIZZANI - Udine

Impresa Esecutrice : GALIAZZO ALFREDO S.p.A.
PADOVA

Elementi Prefabbricati : PRECASA S.p.A.
PAPARIANO (Udine)

Tesatura, Testate di ancoraggio : TESIT S.p.A. - MILANO

SOMMARIO

La presente memoria illustra la struttura realizzata per la copertura del Nuovo Mercato Ittico del Comune di Marano Lagunare (Udine). La caratteristica principale di tale struttura consiste nelle travi precomprese di grande luce realizzate mediante conci prefabbricati di sezione a "V" molto aperta. Le ampie possibilita' di composizione dei conci e la notevole superficie della loro sezione trasversale, consentono una estesa gamma di schemi strutturali che possono essere realizzati con grande facilità ed economia nei campi delle costruzioni industriali, commerciali e sportive.

SUMMARY

This report explains a covering structure used for the new Fish-Market in Marano Lagunare (Udine-Italy). Precast separated sections made in factory and by lorries carried, are assembled and pretessed on sight. Similar seagull wing roof beam for middle or large span lenght is obtained. Cross section rigidity and large covered area assures several economic structural possibilities for covering industrial or commercial centers and also sporting buildings.

1. GENERALITA'

1.1 Schema strutturale

La struttura che viene illustrata nella presente memoria e' stata studiata per la realizzazione della copertura del Nuovo Mercato Ittico del Comune di Marano Lagunare (Udine) per una superficie coperta di mq. 1.920 avendo l'edificio pianta rettangolare delle dimensioni di ml. 24,00 per ml. 80,00.

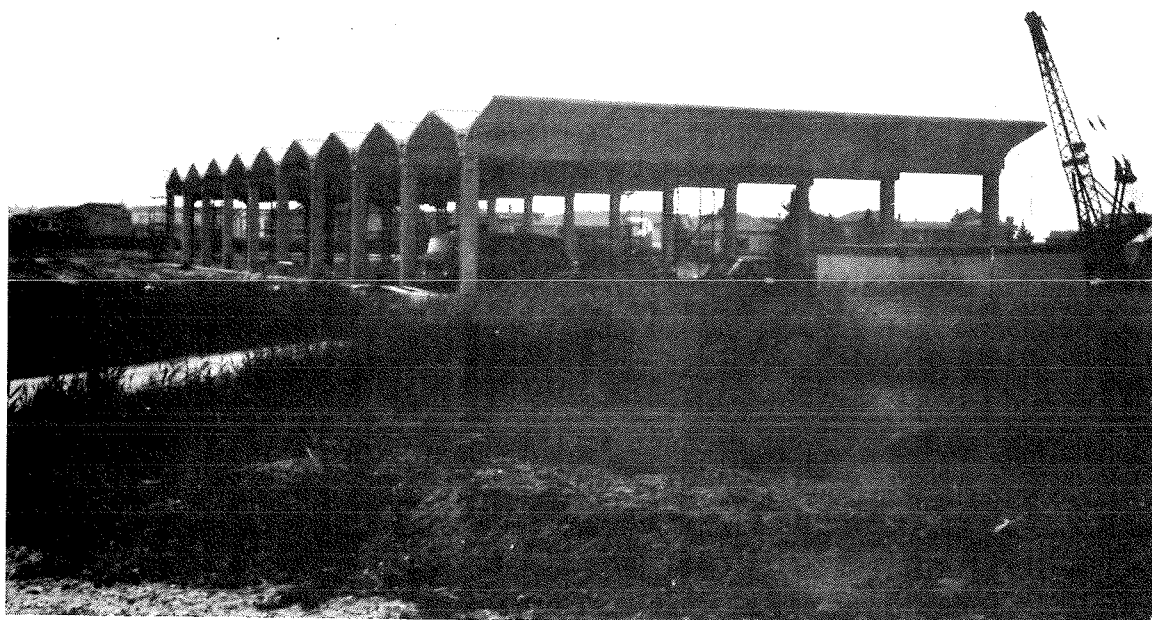


Fig. 1 - Veduta d'insieme dell'opera.

La struttura si compone di n. 10 travate affiancate e parallele delle dimensioni di ml. 24,00 in lunghezza, aventi un interasse di ml. 8,00.

L'utilizzo delle travi di copertura a conci per l'edilizia civile, ha trovato nella specifica circostanza, l'occasione propizia per lo studio e la definizione del presente sistema costruttivo che consente, mediante un unico elemento strutturale, di realizzare sia la struttura di copertura che la trave portante la stessa, mediante un unico elemento strutturale che le comprende entrambe, portandole così a collaborare staticamente con notevole riduzione di sezione e di peso.

1.2 L'elemento base

L'elemento base della trave e' il concio, caratterizzato da una sezione a "V" molto aperta; le ali che si dipartono dal nucleo cavo dell'elemento, formano un angolo di 140° tra loro e la loro apertura risulta di ml. 7,00, mentre il nucleo centrale ha una altezza di ml. 1,10 e la base inferiore della larghezza di ml. 0,60.

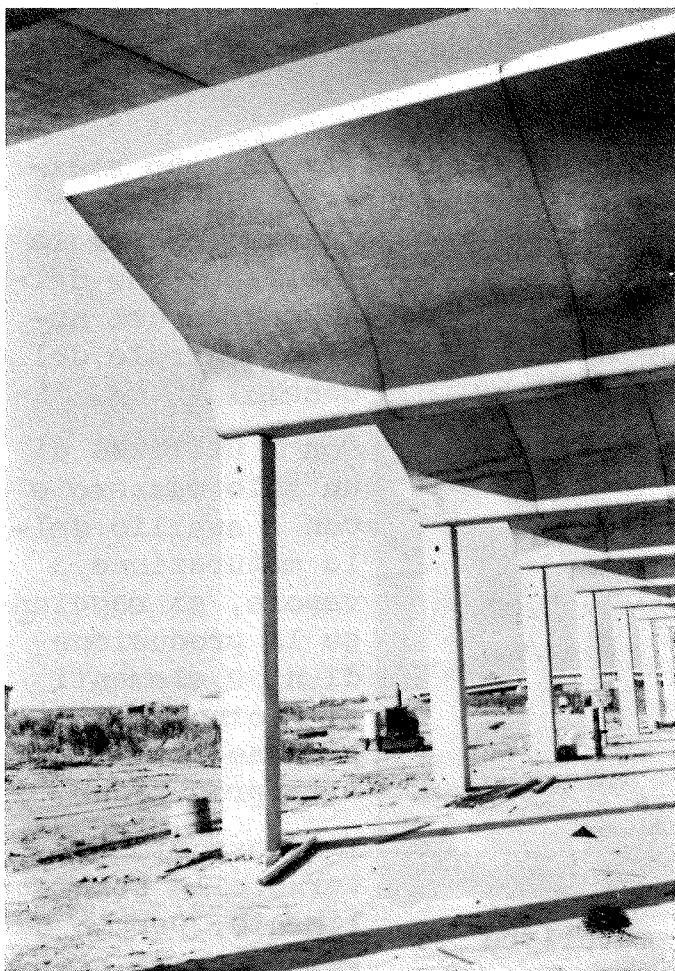


Fig. 2 - Vista delle estremità delle travi

L'elemento, della lunghezza di ml. 2,40 risulta avere un peso di circa 10 tonn. delle quali 0,250 sono costituite dal peso dell'armatura metallica di formazione del concio.

Per la realizzazione dell'intera trave della luce di ml. 24,00 si sono utilizzate 0,98 tonn. di tre foli di acciaio armonico.

Lo studio dell'elemento concio è stato condotto nella considerazione della massima flessibilità compositiva, al fine di poter realizzare strutture di copertura per luci fino a ml. 65,00 circa, arcate di copertura di grande luce e, mediante assemblaggio in verticale, strutture portanti precomprese per edifici multipiano destinati a parcheggi, ad attività commerciali e residenziali della tipologia a torre.

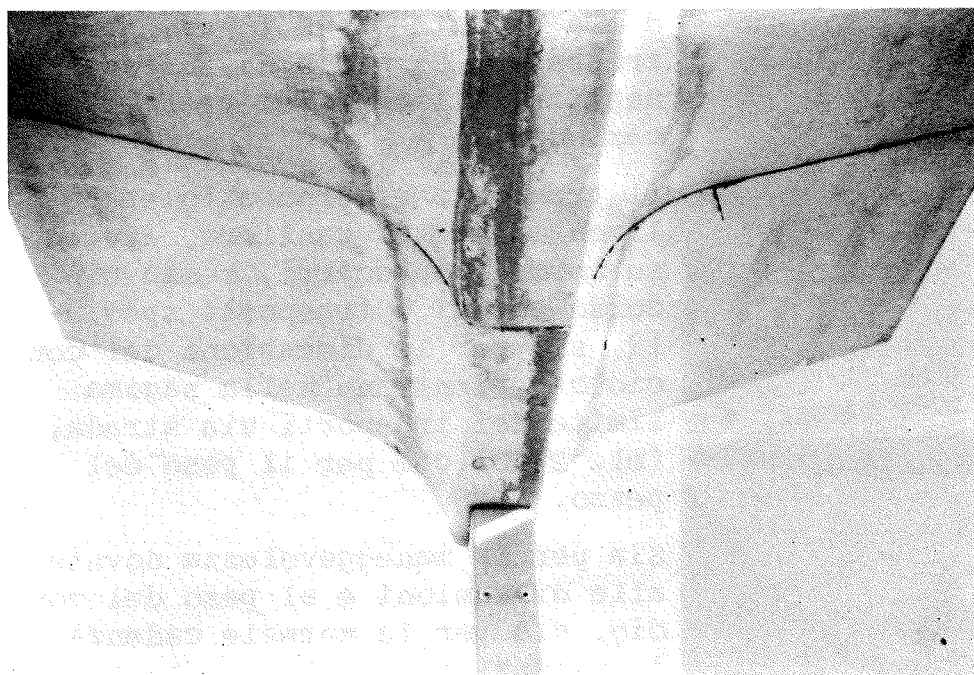


Fig. 3 - Particolare appoggio trave-pilastro

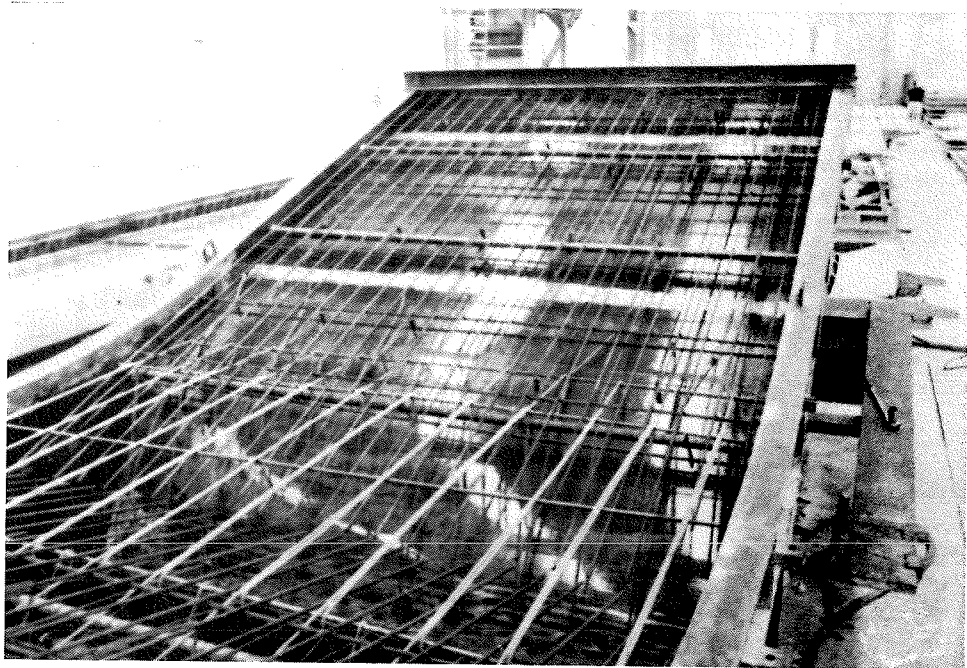
Nel caso particolare della trave orizzontale di copertura con vincolo di semplice appoggio, utilizzato nella realizzazione del Mercato Ittico di Marano Lagunare, la superficie copribile è risultata di mq. 8,00 per ml. di trave mentre, con l'inserimento tra trave e trave di cupolini o piastre leggere, l'interesse può essere incrementato fino a ml. 12,00 circa, consentendo così di coprire fino a mq. 12,00 di su-

perficie per ogni metro di sviluppo lineare della struttura.

2. LA TECNICA DI PRODUZIONE

2.1 Produzione dei conci in stabilimento

L'elemento a concio viene prodotto mediante l'utilizzo di uno stampo in acciaio in tre pezzi, un fondale e due fiancate, con inserto

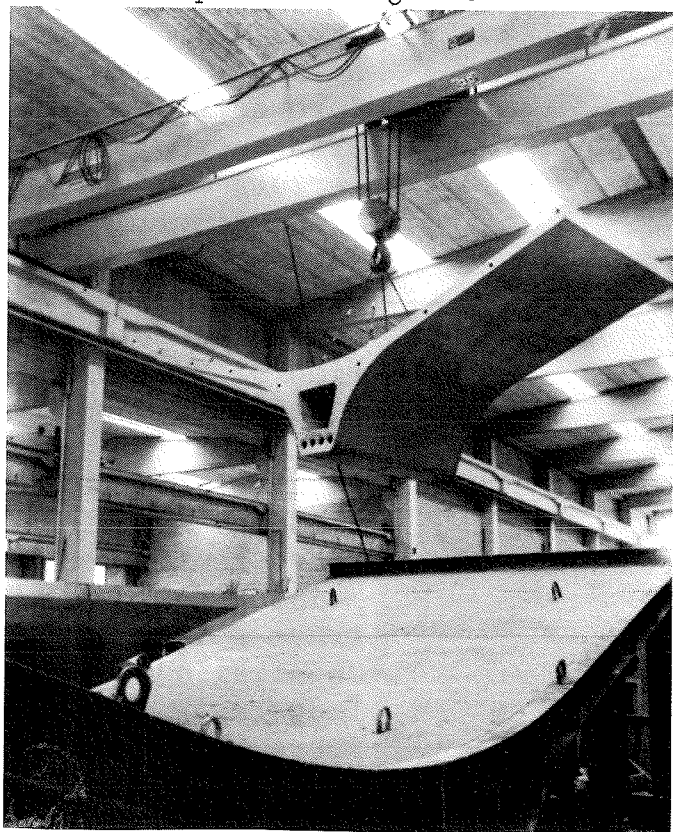


pneumatico per la realizzazione della cavità del nucleo centrale del concio.

Con l'utilizzo di un solo cassero e con l'ausilio della maturazione a vapore, si raggiunge la produzione di n. 2 elementi al giorno, con due persone addette alla produzione.

Il trasporto interno allo stabilimento, per le operazioni di sfornatura e stoccaggio, avviene me-

Fig. 4 - Particolare dell'armatura metallica prima del getto



diante un normale carro ponte della portata di 10 tonn., attrezzatura di media diffusione negli stabilimenti di prefabbricazione.

Il trasporto esterno allo stabilimento sino al cantiere, avviene su normali autocarri, senza ricorso quindi a trasporti speciali, sia per le dimensioni del concio che rientrano nella sagoma limite dei trasporti via strada, (ml. 2,40) che per il peso del pezzo.

Sia per la maneggevolezza dovuta alle dimensioni e al peso del concio, sia per la normale cadenza di produzione, il trasporto e la affluenza dei pezzi al cantiere risultano sensibilmente agevolati

Fig. 5 - Il concio scasserato viene portato allo stoccaggio

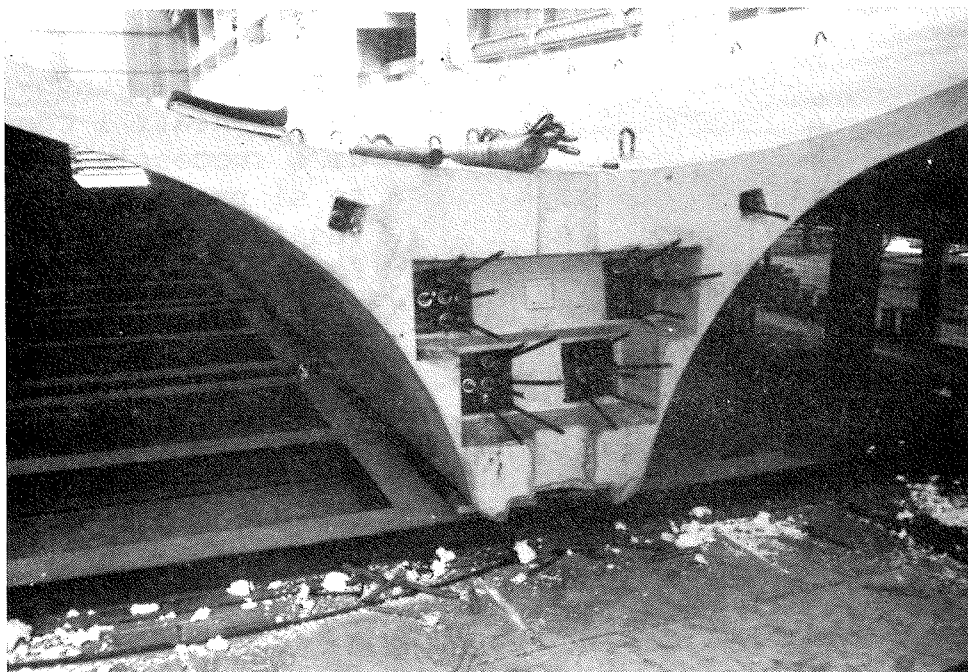


Fig. 6 - Prova di tesatura dei cavi
La testata della trave

e distribuiti nel tempo senza intralciare le altre eventuali fasi di lavorazione in cantiere.

Difatti, lo stoccaggio in cantiere a pie' di opera non richiede spazi o superfici particolarmente vaste, ne' attrezzature di sollevamento di particolari caratteristiche.

Nel caso in esame, lo stoccaggio dall'autocarro all'area allo scopo pre-disposta e' stato effettuato mediante gru cingolata, mentre per il sollevamento dei conci ed il loro posizionamento in opera si e' ricorsi ad una gru autocar-rata di normali prestazioni.

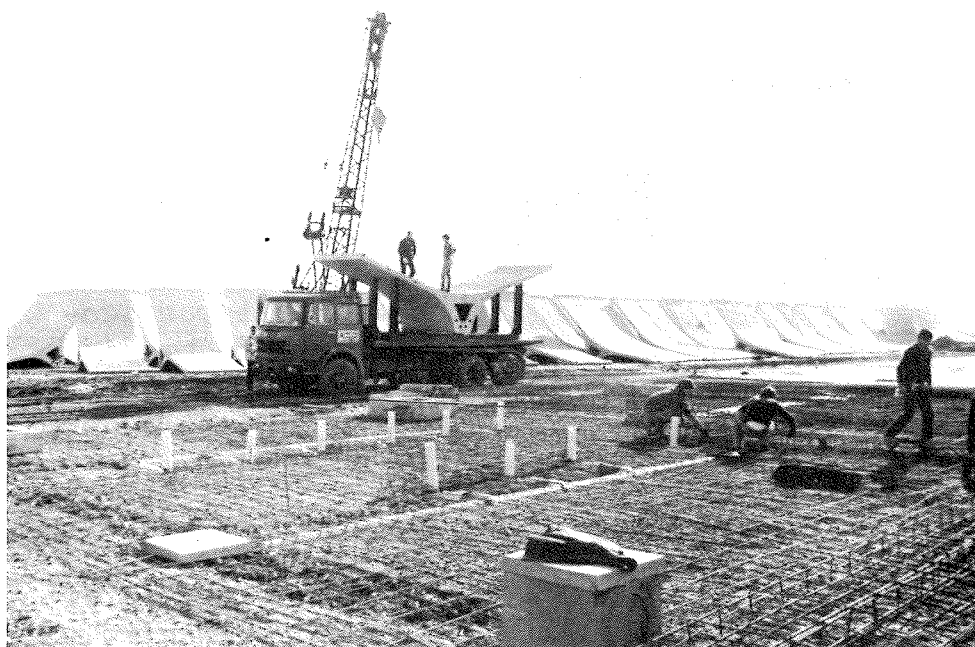


Fig. 7 - Scarico dei conci in cantiere

2.2 Assemblaggio dei conci in opera

L'assemblaggio dei conci per costituire le travi, puo' avvenire seguendo due tecniche diverse a seconda della luce della trave e delle caratteristiche meccaniche del terreno:

con travi di luce inferiore ai ml. 20,00 e con terreno di buona portanza, l'assemblaggio puo' avvenire a terra con successivo sollevamento della trave mediante due autogru alle estremita';

per luci maggiori di ml. 20,00 e con terreni di scarsa portanza od incoerenti, come nel caso in esame, l'assemblaggio viene effettuato in opera mediante l'ausilio di una impalcatura mobile di sostegno

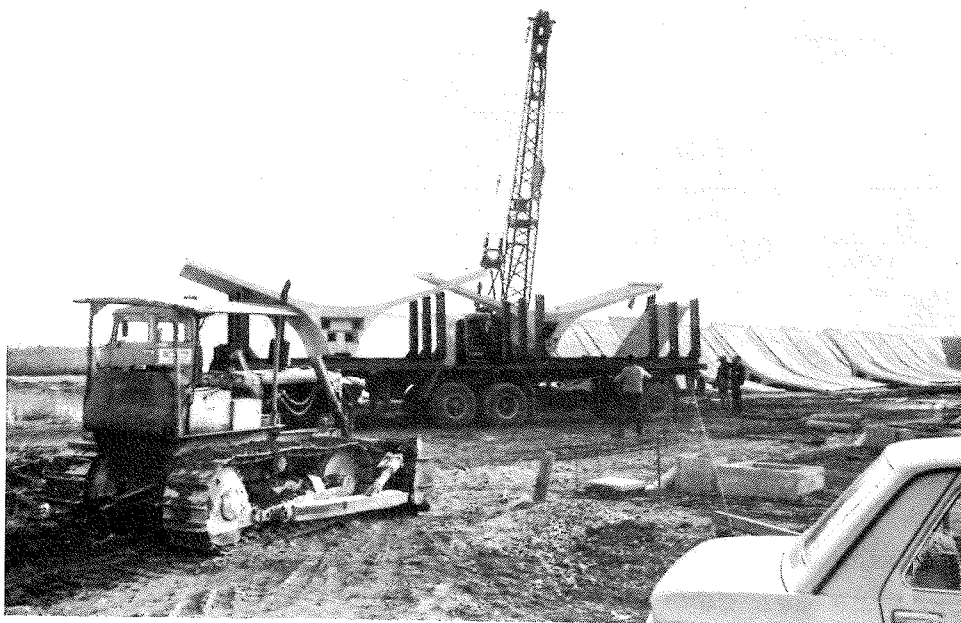


Fig. 8 - Prelevamento dei conci

2. 3 Tempi di posa e costi

I tempi di posa, considerando in essi anche la operazione di spalma-

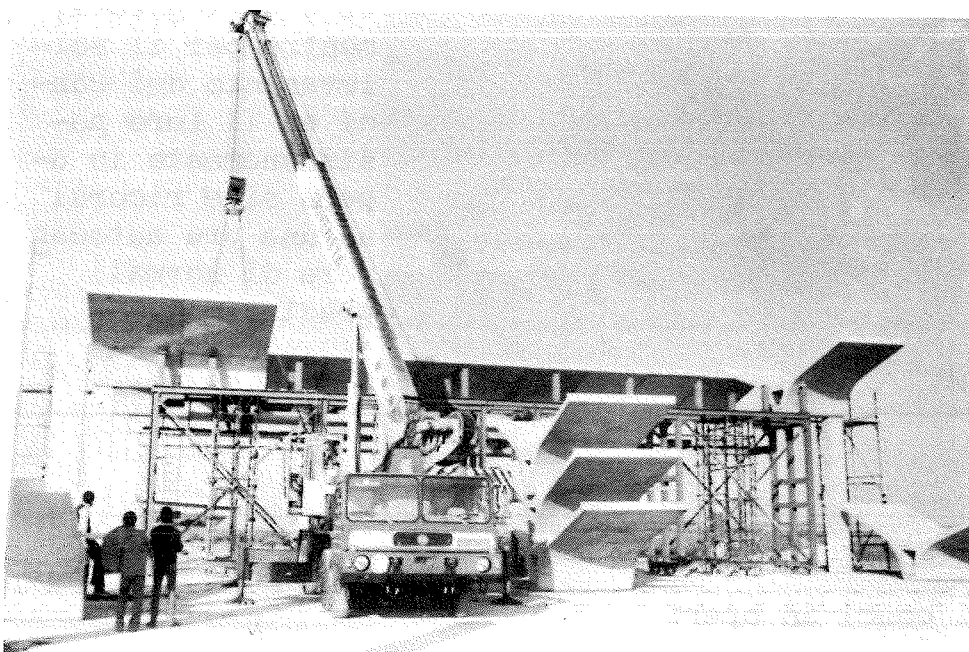


Fig. 9 - Posizionamento dei conci in opera

tura di resine epossidiche per la regolarizzazione delle facce degli elementi, sono risultati particolarmente brevi.

Difatti il posizionamento di n. 10 conci sulla impalcatura mobile ha richiesto una sola giornata di lavoro, mentre sia per la tesatura che per il successivo riposizionamento dell' impalcatura sono state impiegate due mezz

ze giornate successive. Nel complesso, quindi, per la realizzazione di una intera trave di dieci elementi di lunghezza si sono impiegate due giornate lavorative.

Sotto l' aspetto economico, il costo della struttura non si è discostato dai costi normali di sistemi costruttivi di tipo tradizionale. Difatti, in consuntivo, il costo a mq. di superficie coperta è ri-

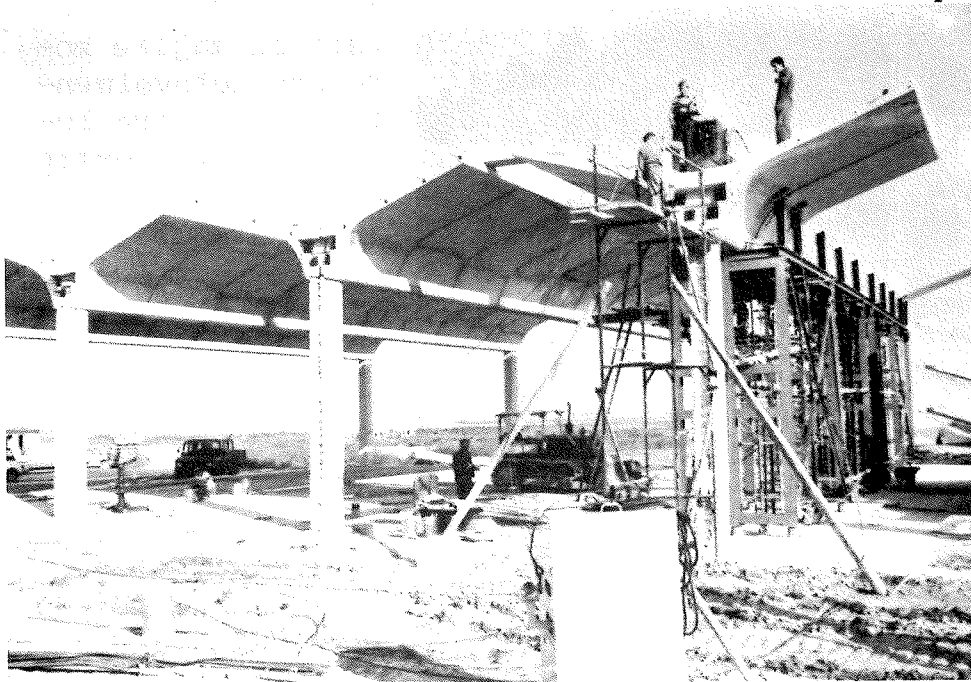
sulla quale vengono allineati i conci e successivamente si procede alla tesatura dei trefoli.

L' impalcatura viene poi traslata parallelamente a se stessa fino a raggiungere la posizione successiva.

sultato di circa L/mq. 100.000 con un tempo di posa di circa una giornata lavorativa per 95 mq. circa di copertura.

3. CONCLUSIONI

La caratteristica del sistema consiste nell' impiego nel campo edi-



lizio in termini di convenienza economica, della tecnica della trave precompressa a conci, tecnologia peraltro già largamente sperimentata nel campo della costruzione di manufatti stradali, per la realizzazione di una vasta gamma di tipologie sia funzionale che dimensionale, quali edifici civili destinati ad attività industriali, commerciali, parcheggi

Fig. 10 - Tesatura della trave in opera

pluripiano, mercati coperti, edifici sportivi, ecc.

Risulta infatti il presente sistema una struttura facilmente eseguibile senza l' impiego di particolari attrezzature o tecnologie di produzione.

E' difatti pressoché dovunque reperibile un impianto di prefabbricazione sufficientemente attrezzato entro un raggio di 20 ÷ 30 Km. dal luogo dell' impiego.

Distanze maggiori potrebbero essere economicamente tollerate data la estrema facilità di trasporto dell' elemento concio. Al limite, in condizioni ambientali favorevoli, la produzione dei singoli conci può anche essere effettuata in cantiere a pie' d' opera.

D' altro canto la flessibilità compositiva del sistema, che non va di certo a scapito di un notevole

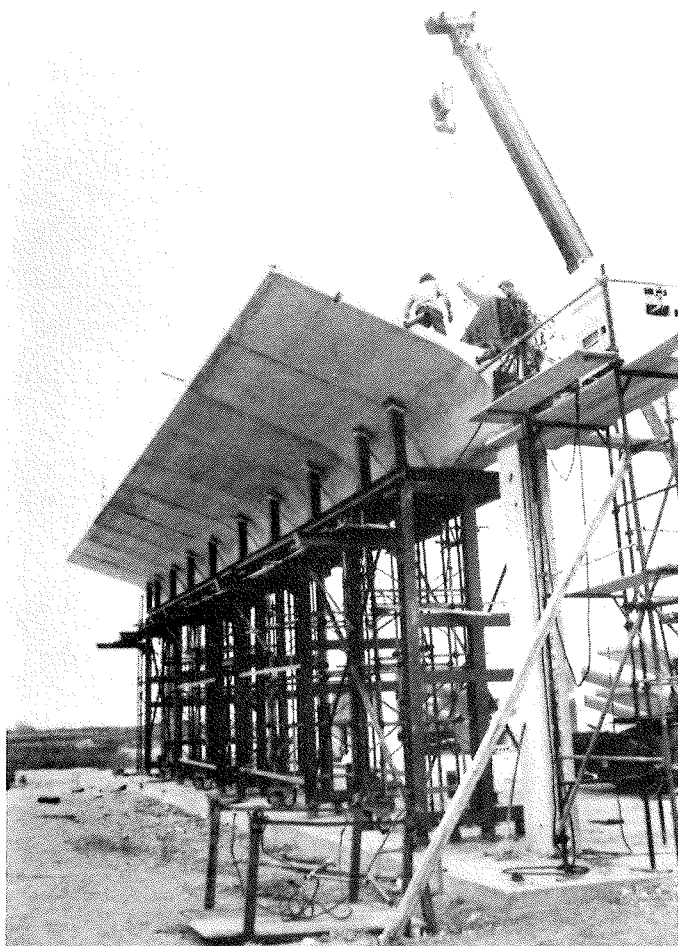
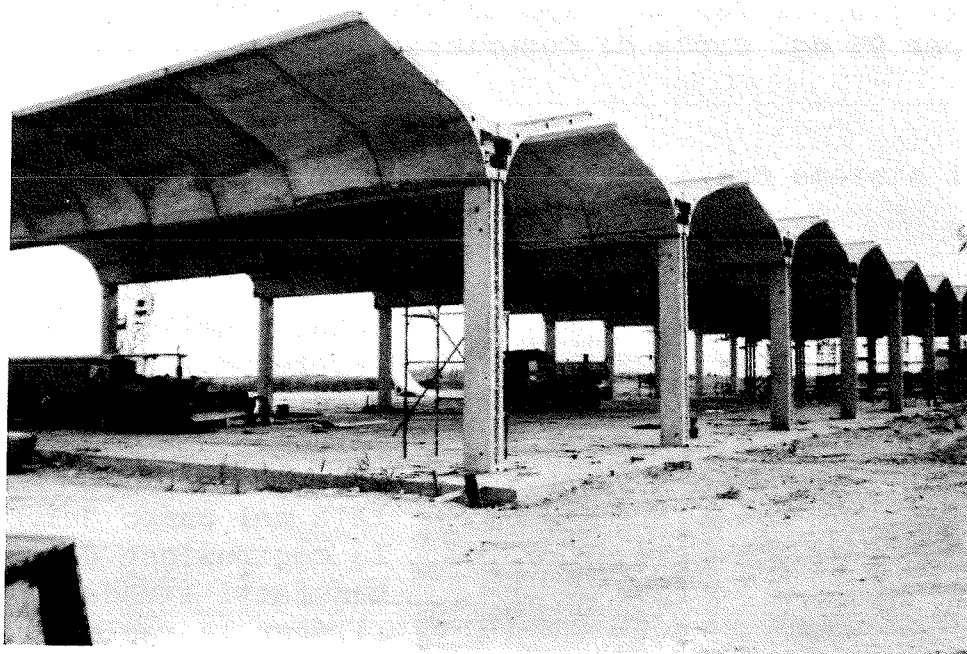


Fig. 11 - Prima trave tesata



pregio architettonico del risultato finale, consente la realizzazione di edifici caratterizzati da maglie modulari notevolmente diverse tra loro, di forme estremamente libere sia in pianta che in alzato.

Fig. 12 - Vista della struttura ultimata

IL CONGLOMERATO CEMENTIZIO NEI PALI TRIVELLATI E NEI DIAFRAMMI. PROBLEMI DI POSA IN OPERA E DI CONTROLLO.

Lucio DIAMANTI

Ingegnere Meccanico
GEOSONDA S.p.A.
ROMA

SOMMARIO

La memoria descrive i principali problemi riguardanti l'uso del calcestruzzo nei pali trivellati gettati in opera e nei diaframmi. Vengono in particolare esaminati la progettazione della miscela, le modalità di getto, i difetti e le anomalie del getto (anche con riguardo alla portata dei pali), i controlli durante le varie fasi dell'operazione di getto.

SUMMARY

The paper describes the main problems concerning the use of the concrete in bored cast in situ piles and in the diaphragm walls regarding in particular the mix design, the modalities of concreting the defects and anomalies in the concrete and their remedials, the controls during the different stages of the concreting operations.

1 - INTRODUZIONE

E' sorprendente constatare come i problemi, che sono al limite tra due diverse discipline, sono normalmente trascurati o sottovalutati da entrambe. Un caso tipico di quanto esposto è rappresentato dal calcestruzzo utilizzato per la costruzione dei pali trivellati e dei diaframmi e dai problemi inerenti una corretta posa in opera dello stesso.

Gli ultimi venti anni hanno visto uno sviluppo esponenziale dell'applicazione dei pali trivellati e dei diaframmi, conseguente la possibilità di risolvere con il loro impiego problemi di fondazione sempre più complessi.

La tecnologia esecutiva di queste opere ha beneficiato di un vasto mercato e di una notevole concorrenza che hanno portato ad un forte sviluppo di attrezzature ed utensili con una sensibile diminuzione dei

costi in termini reali. Lo sviluppo tecnologico è stato orientato in un aumento della produttività intesa come unità di prodotto eseguito, mentre invece è stato normalmente considerato come un problema secondario l'aspetto della qualità del calcestruzzo in opera; i tassi di lavoro del calcestruzzo non superano infatti normalmente i 40 - 50 Kg/cm² ed è preponderante l'aspetto "geotecnico" rispetto a quello "strutturale" verificandosi normalmente la crisi dell'elemento di fondazione per la prima causa.

Una ulteriore considerazione, non marginale, è quella che normalmente nella costruzione dell'elemento di fondazione, la fornitura del calcestruzzo e l'esecuzione dello scavo e del getto sono compiute da due diverse imprese e quindi anche questa operazione avviene al limite tra due interessi contrastanti, quello del fornitore del calcestruzzo e quello dell'utilizzatore del prodotto.

E' opportuno osservare che a parte casi singolari ove si siano applicati su scala generale metodi di controlli non distruttivi è estremamente difficile rilevare difetti esecutivi a meno che questi non vengano segnalati dal personale specializzato preposto alle operazioni di palificazione, e che è quindi essenziale che la miscela di calcestruzzo sia correttamente preparata e le procedure di getto utilizzate adeguate allo scopo che raggiunge anche in relazione all'ambiente in cui si viene ad operare.

Il risultato finale, che si vuole raggiungere con la costruzione di un palo trivellato, è la creazione di un elemento artificiale resistente nel terreno in grado di trasferire i carichi applicati in superficie sino agli strati portanti profondi. Tale elemento deve essere realizzato in modo da sostituire integralmente il terreno asportato con il calcestruzzo in modo che esso si sposi perfettamente alla cassaforma naturale così creatasi. Le caratteristiche di portata del palo (carico trasmettibile dal fusto e dalla punta del palo) dipendono infatti fondamentalmente dalla riuscita del getto.

Scopo di questa memoria è la disamina critica dei principali problemi di carattere tecnologico applicativo relativi ad una corretta esecuzione dei pali trivellati e dei diaframmi nonché l'illustrazione dei metodi oggi utilizzabili per il controllo dei risultati.

2 - DIFETTI COMUNI NEI PALI TRIVELLATI E NEI PANNELLI DI DIAFRAMMA

I difetti più comuni presenti nei pali trivellati prendono generalmente la forma di:

- vuoti lungo il fusto del palo;
- inclusioni di argilla, limo e sabbia;
- vespai.

Alcune cause di detti difetti, che si possono avere anche nel caso di utilizzo di calcestruzzi di ottima lavorabilità in getti di pali asciutti di grande diametro, sono esposte di seguito indicando quindi gli eventuali rimedi.

2.1 PALI RIVESTITI OD ESEGUITI ALL'ASCIUTTO

- a) Le incrostazioni di calcestruzzo indurito o di terreno all'interno del tubo di rivestimento, che deve essere invece assolutamente liscio, possono determinare un effetto d'arco che comporta il sollevamento del calcestruzzo quando il tubo viene ritirato e quindi l'interruzione del getto.
Rimedio: il tubo forma deve essere accuratamente pulito dopo ogni getto.
- b) Il calcestruzzo può determinare un effetto d'arco intorno al tubo di rivestimento o tra il tubo di rivestimento e l'armatura.
Rimedio: utilizzazione di un calcestruzzo di lavorabilità adeguata tale da defluire tra armatura e tubo senza lasciare alcun vuoto.
- c) Il calcestruzzo si può intasare nello spazio tra le armature e non fluire all'esterno delle stesse.
Rimedio: assicurare una sufficiente distanza tra le barre d'armatura ed un'adeguata lavorabilità del calcestruzzo.
- d) Si possono avere durante il getto franamenti del terreno in fori non rivestiti con rimescolamento degli elementi franati con il calcestruzzo che viene posto in opera.
Rimedio: utilizzazione, se il terreno è potenzialmente instabile, di un tubo di rivestimento provvisorio da non estrarre prematuramente. siano, come già prima detto, incrostazioni di terreno che aderiscano alle pareti del tubo.
- e) I tempi di presa del calcestruzzo non sono compatibili con i tempi di estrazione del tubo di rivestimento, un'operazione di getto nel caso di impiego di tubi di rivestimento può durare infatti diverse ore.
Rimedio : uso di ritardanti di getto.
- f) Quando il getto avviene in un terreno particolarmente allentato od instabile all'atto dell'estrazione del tubo forma si può verificare

lo schiacciamento del fusto del palo provocando così una restrizione locale del fusto del palo od addirittura un rimescolamento del calcestruzzo con il terreno.

Rimedio: assicurarsi un adeguato battente di calcestruzzo prima di procedere all'estrazione della colonna, controllando che la quota del calcestruzzo corrisponda, nell'ambito della tolleranza, a quella teorica durante le operazioni di getto.

2.2 PALI ESEGUITI IN ACQUA OD IN PRESENZA DI FANGO DI BENTONITE

I pali trivellati od i diaframmi eseguiti in presenza di fanghi statici naturali o di bentonite rappresentano circa 70% dell'attuale produzione in Italia dei pali gettati in opera.

I difetti più comuni sono costituiti fondamentalmente dalla:

- a) degradazione del calcestruzzo costituente la base del palo che può risultare alterato sia dal punto di vista della distribuzione volumetrica degli inerti che lo costituiscono, sia per rimescolamento degli stessi con i materiali del fondo;
- b) degradazione del calcestruzzo lungo il fusto del palo per dilavamento ad opera di falde acquifere in movimento, per segregazione dei componenti, per contaminazione e rimescolamento con i fanghi od i materiali in sospensione.

I difetti del tipo a) possono essere oggi diagnosticati con estrema precisione con il carotaggio sonico, che rileva l'anomalia, e con il successivo carotaggio meccanico che verifica la natura dell'anomalia. Detti difetti possono essere determinanti agli effetti della portata del palo solo nel caso dei pali intestati in roccia, ove è preponderante la portata di base.

Il rilevamento dei difetti del tipo b), che possono essere limitati ad alcune zone sulla stessa sezione del palo, è invece estremamente -difficile. Comunque a parte casi particolari (paratie o pali lavoranti a pressoflessione) detti difetti non sono determinanti agli effetti della crisi del palo, in quanto portano solo ad una parzializzazione limitata della sezione resistente e ad una ridistribuzione interna del carico sul calcestruzzo.

I difetti descritti sono **fondalmente** dovuti a:

- impiego di tecniche di getto inadeguato;
- errori di esecuzione;
- mancato controllo e depurazione del fango statico naturale o di bentonite, le cui qualità vengono a decadere per presenza di quantità

eccessive di sabbia (3%) o di limo.

Solo nei casi estremamente critici si sono constatati tagli dei pali dovuti alla presenza di una falda in movimento.

I rimedi per ovviare a questo tipo di inconvenienti sono riepilogati nei successivi paragrafi in particolare al 5.2.

3 - PROBLEMI DI ESECUZIONE

3.1 GENERALITA'

Scopo del getto del palo è il riempimento completo del vano ottenuto asportando il terreno dal foro con un materiale (calcestruzzo) di resistenza finale adeguata, in grado di trasmettere al terreno circostante (lungo il fusto ed alla punta) i carichi applicati. Le caratteristiche del materiale posto in opera devono essere tali a evitare la formazione di vuoti del terreno e deve ricostituire possibilmente le tensioni tangenziali antecedenti allo scavo.

Nel caso dei pali trivellati eseguiti in presenza di falda il problema applicativo da risolvere, salvo casi particolari, è quello di un getto subacqueo. Come noto quando una massa di calcestruzzo fresco si muove attraverso l'acqua o quando l'acqua fluisce sulla superficie del calcestruzzo fresco, parte del cemento viene dilavato da quella zona di calcestruzzo che è a diretto contatto con l'acqua. Pertanto lo scopo cui bisogna tendere all'atto del getto è quello di mantenere il più possibile il calcestruzzo fuori dal contatto diretto con l'acqua e quindi di evitare ogni rapido movimento od agitazione delle superfici di separazione. La parte degradata, che si può accumulare per effetto del dilavamento, ha un valore strutturale estremamente variabile e pertanto non deve rimanere inglobata nel nucleo del calcestruzzo, che viene successivamente posto in opera.

Il principio è quindi di ottenere una massa di sufficiente lavorabilità in grado di provvedere al rifornimento del calcestruzzo fresco con modalità tali che la parte del calcestruzzo dilavato venga tenuta sempre in movimento all'esterno del getto dalla pressione del calcestruzzo, che viene via via aggiunto.

Le variabili del nostro problema sono le seguenti:

- le caratteristiche dei calcestruzzi impiegati;
- le caratteristiche dell'ambiente in cui si opera (sospensioni di bentonite, tubi forma);
- le modalità con cui avviene il getto.

Negli ultimi anni sono state eseguite una serie di esperienze in laboratorio ed in cantiere, che hanno permesso di meglio comprendere l'influenza dei vari parametri.

I principali metodi di getto utilizzati sono i seguenti:

- la benna;
- il tubo getto;
- l'iniezione di inerte di granulometria definita preventivamente posto in opera.

La tecnica di getto in Italia è oggi orientata, tranne casi specifici ad applicazioni particolari, sull'impiego del tubo getto (circa 90% dei casi).

3.2 BENNA

A giudizio dello scrivente è da evitare il getto con la benna a fondo apribile che è stato oggi completamente superato sia in senso tecnico che economico dall'impiego del tubo getto. L'operatore infatti, che manovra la benna, deve giudicare dal grado di tensione della fune di sospensione (prima di procedere all'apertura della valvola di fondo) se la benna ha raggiunto o meno il livello esatto. Se l'apertura è fatta prematuramente il calcestruzzo fluirà attraverso l'acqua e verrà dilavato, se avviene molto all'interno della massa già posto in opera si avrà un rimescolamento all'atto del sollevamento. L'unico caso di taglio sistematico di pali, constatato dallo scrivente, è avvenuto in dei getti di pali di grande diametro, eseguiti con questo sistema, in un fiume con depositi alluvionali di grossa granulometria e con una subalvea in forte movimento (nel caso specifico l'Amministrazione aveva richiesto espressamente questo metodo di getto in quanto indicato in Capitolato).

3.3 INIEZIONE DI INERTE DI GRANULOMETRIA ASSORTITA (Calcestruzzo iniettato tipo Prepakt)

Il procedimento consiste nella posa in opera di inerti di grosse dimensioni e di granulometria definita nel foro e nella successiva iniezione attraverso una serie di tubi all'uopo predisposta dei vuoti tra gli elementi di inerte (circa 40% del volume totale) con malta di cemento opportunamente additivata, per evitarne il ritiro all'atto della presa.

Il metodo pur consentendo di raggiungere valori di aderenza tra il palo ed il terreno più elevati rispetto ai getti con calcestruzzo normale richiede personale qualificato, attrezzature particolari ed è pertanto di maggior costo rispetto alle altre tecnologie proposte; esso ebbe larga diffusione prima dell'impiego generalizzato delle autobetoniere negli anni 1960 - 1968 ed è oggi limitato a casi particolari.

3.4 GETTO CON IL TUBO GETTO

3.4.1 Il tubo getto

Il tubo getto è costituito da un tubo d'acciaio munito, nella parte superiore, di una tramoggia fissa per ricevere il calcestruzzo fresco. Il tubo deve essere impermeabile, liscio internamente ed adeguato come diametro alle dimensioni dell'inerte, che viene utilizzato. I diametri normalmente utilizzati variano da 150 mm (diametro massimo dell'inerte 20 mm) ad un massimo di 250 mm (diametro massimo dell'inerte 40 mm). Esperienze condotte in USA consigliano un rapporto tra il diametro del tubo getto ed il diametro dell'inerte più grande pari a 8.

La tramoggia agisce come un serbatoio di riserva per poter ottenere una portata costante all'interno del tubo pur con un'alimentazione intermittente, e pertanto deve avere un'adeguata capacità in modo da permettere di mantenere la colonna di calcestruzzo, che viene via via posta in opera durante il getto, bene al suo interno evitandone il disinnescamento. Il tubo getto e la tramoggia devono inoltre essere collegate ad un mezzo di sospensione che ne permetta il rapido innalzamento ed abbassamento quando venga immessa una nuova carica di calcestruzzo.

I giunti di collegamento della tramoggia e delle varie sezioni di tubo devono essere del tipo a manicotto filettato ed impermeabili (ciò si ottiene normalmente con l'inserimento di una guarnizione tipo O ring tra le facce a contatto dei giunti, che saranno spianate al tornio). Le sezioni di tubo variano generalmente tra i 2 - 4 m.

I tubi getto utilizzati dalle imprese specializzate sono oggi abbastanza standardizzati e di massima hanno le caratteristiche richieste sovradescritte.

Il calcestruzzo, che viene immesso dalla base del tubo getto nel foro, può comportarsi in due modi diversi:

- il nuovo calcestruzzo viene a sollevarsi al di sopra del calcestruzzo posto in opera con la precedente carica e lo ricopre
- il nuovo calcestruzzo sposta lateralmente il calcestruzzo posto in opera con la precedente carica e si inserisce al suo interno.

In entrambi i casi il comportamento differisce sostanzialmente da un'opinione molto diffusa secondo la quale, anche in assenza di un'accurata pulizia del fondo del palo, un'operazione di getto corretta, eseguita con calcestruzzo di lavorabilità idonea, consentirebbe di asportare i detriti dello scavo eventualmente presenti per effetto del movimento della massa fluida di calcestruzzo.

Si ritiene correntemente infatti che il primo impasto di calcestruzzo posto in opera possa risalire nel corso del getto sino ad arrivare alla sommità del palo, spingendo al di sopra il materiale estraneo eventualmente presente al fondo. Ciò è vero solo in parte e per ottime lavorabilità di calcestruzzo.

Recenti esperienze confermano che l'effettivo comportamento è quello sopradescritto, individuato solo da pochissimi autori in precedenza (Cambefort).

La prima esperienza è stata ottenuta utilizzando un modello ridotto (1/5) di paratia e di tubo getto e delle cariche successive di calcestruzzo, che essendo diversamente colorate, evidenziano il comportamento della massa di calcestruzzo. L'esperienza è comunque, a giudizio dello scrivente, viziata dalla bassa altezza di caduta del calcestruzzo e dal fatto che nel modello ridotto non può essere considerato l'effetto della gravità. I controlli sonici non evidenziano infatti delle variabilità così accentuate come quelle rilevate nell'esperienza.

La visualizzazione ha permesso comunque di evidenziare i seguenti aspetti del fenomeno del getto:

- l'omogeneità della prima carica è funzione dell'innescò del getto (altezza a cui viene posto il tubo rispetto al fondo non maggiore di 30 cm ed efficienza del tampone);
- la prima carica rimane di fatto sul fondo (pertanto è opportuno un arricchimento ove possibile della miscela in cemento);
- il calcestruzzo tende fondamentalmente a rimontare lungo il tubo getto spostando la precedente carica all'esterno (cosa constatata dallo scrivente anche nella pratica di cantiere);
- la zona di separazione tra le varie cariche è grosso modo conica, benchè l'andamento sia piuttosto irregolare;
- vi sono dei fenomeni di segregazione ai limiti delle varie cariche;
- il movimento del tubo getto ha la tendenza a far rimontare in superficie le ultime cariche ed a provocare la segregazione del materiale. (Ciò è legato a giudizio dello scrivente al minor carico idraulico sull'impasto ed al fatto che nella zona il calcestruzzo è più fluido) e spiega l'opinione corrente sulle modalità di getto.

In una seconda esperienza, la posizione dei successivi impasti è stata evidenziata utilizzando dei tracciatori radioattivi diversificati mescolati nei diversi impasti e nel fango di bentonite all'interno del quale viene simulato il getto del pannello.

Lo studio ha avuto come finalità la individuazione delle modalità con cui si distribuiscono le varie cariche successive di calcestruzzo, nonchè

la determinazione delle variazioni di resistenza del calcestruzzo in seguito alla sua contaminazione da parte dei fanghi di bentonite durante il getto stesso.

I risultati dello studio portano alle seguenti conclusioni:

- il calcestruzzo si comporta in due diversi modi: il calcestruzzo della nuova carica ricopre quello della precedente carica, oppure il calcestruzzo della seconda carica tende a spostare verso l'alto il calcestruzzo posto precedentemente in opera;
- perchè si verifichi il secondo caso è necessario che la scarpa del tubo getto venga immersa nel getto per una profondità adeguata (funzione del rapporto tra la sezione del tubo getto e quella dell'elemento in corso di getto);
- si verifica sempre un rimescolamento del fango di bentonite con il calcestruzzo, rimescolamento che è funzione delle condizioni in cui viene effettuata la posa in opera;
- la contaminazione con fango di bentonite non causa necessariamente un abbassamento della resistenza del calcestruzzo.

L'abbassamento di resistenza può essere invece sensibile se il fango di bentonite non è accuratamente controllato e rigenerato in conseguenza della presenza di inclusioni limose o sabbiose.

Tale fenomeno è stato riscontrato dallo scrivente in alcuni getti eseguiti in presenza di fango statico di bentonite ove la percentuale di sabbia in sospensione era superiore al 3% e dove lateralmente al fusto del palo si sono create delle sacche di sabbia. E' opportuno comunque osservare che le prove di carico, eseguite a 2 volte il carico di esercizio su detti pali, hanno dato esiti favorevoli senza mostrare alcuna differenza rispetto a quelle eseguite sui pali che non presentavano anomalie. Pertanto, le anomalie di non grande entità lungo il fusto del palo di fatto non sono affatto critiche agli effetti della portata.

3.5 DILAVAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Il Laboratorio Regionale dei Ponts e Chasses di Bordeaux ha eseguito recentemente una serie di esperienze per accertare le cause e le modalità con cui avviene il dilavamento del calcestruzzo nei getti.

Si è potuto constatare che il dilavamento del calcestruzzo costituente il modello di palo avveniva solo nel caso di errato impiego del tubo getto o di ritardata estrazione del tubo forma, ossia di fatto, in conseguenza di errori di esecuzione. Nel caso di corretto impiego del tubo getto non si sono verificati dei dilavamenti anche aumentando il rapporto acqua/cemento nell'impasto. Ciò porta a concludere che le parti dilavate

dei getti, evidenziate dai metodi di controllo oggi disponibili, sono fondamentalmente costituite da inclusioni o da zone di calcestruzzo già ammalorate in conseguenza di una non perfetta posa in opera.

4 - LE CARATTERISTICHE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Il calcestruzzo ideale da utilizzare nei getti di pali trivellati deve, alla luce di quanto esposto nei precedenti paragrafi, essere molto lavorabile e poco segregabile; ossia corrispondere al calcestruzzo che viene oggi definito reoplastico. Tranne in casi particolari (uso di vibratori per l'estrazione della colonna) si è infatti nell'impossibilità pratica di utilizzare, per compattare la miscela di calcestruzzo, i mezzi disponibili per getti in elevazione e questa operazione avviene in funzione delle caratteristiche di lavorabilità del calcestruzzo impiegato. Le due caratteristiche sopra richiamate **mancanza di segregazione e buona lavorabilità**, hanno infatti, per la buona riuscita del getto del palo, un peso di gran lunga maggiore della resistenza finale del calcestruzzo posto in opera, dato il basso tasso di lavoro del calcestruzzo stesso (dell'ordine max di 50 Kg/cm² tranne applicazioni particolari) ed i dosaggi di cemento impiegati, servono per poterle ottenere con una resistenza adeguata.

La determinazione della composizione dell'impasto è generalmente affidata non all'utilizzatore ma al progettista che la fissa normalmente in funzione della resistenza caratteristica R_{bk} da ottenere, in accordo al regolamento, all'interno del palo.

I capitolati sono oggi in Italia, a parte rare eccezioni (ENEL), estremamente carenti sui seguenti punti che sono invece, come si è visto nel precedente paragrafo ove si esaminano le modalità di getto, fondamentali agli effetti dei risultati del palo.

- lavorabilità
- tempi di presa
- composizione della miscela.

L'operazione di getto deve infatti avvenire con continuità e senza interruzioni e le quantità di calcestruzzo impiegate comportano durate di getto superiori talvolta a varie ore (tralasciando i casi limite del getto di un palo del diam 1800 mm della lunghezza di 70 m di un diaframma dello spessore di mm 1000 della lunghezza di 40 - 50 metri).

Il problema del progetto della miscela più idonea è stato invece affrontato all'estero ove si suggeriscono, ad esempio, le seguenti composizioni e caratteristiche:

- Laboratorio Regionale di Bordeaux - Francia
cemento 400 Kg

sabbia 0/2	585 Kg origine alluvionale
sabbia - ghiaia 2/7	450 " " "
ghiaia 7/12	320 " " "
ghiaia 12/25	450 "
acqua	200 lt
slump 14-16 cm	

- CIRIA (Construction Industry Research and Information Association)
U.K.

slump	- 17,5 cm
rapporto acqua/cemento	- 0,6
ghiaia	- origine alluvionale diam.max 20 mm
sabbia	- origine alluvionale 2 o 3 classi di gradazione
contenuto in sabbia	- 35 - 45% del peso totale degli inerti
cemento	- non meno di 400 Kg
additivi	- l'uso di idonei additivi viene consigliato per aumentare i tempi in cui si possa mantenere la lavorabilità richiesta.

Le specifiche ENEL prescindono dalle caratteristiche della miscela la cui definizione viene affidata all'appaltatore, indicando semplicemente:

- la resistenza caratteristica R'bk 200
- i tempi di presa, che devono essere compatibili con la presumibile durata delle operazioni di getto.

I dosaggi normalmente utilizzati in Italia variano tra i 320 - 350 Kg. di cemento tipo 325 per mc di impasto ed oggi, almeno nei lavori più impegnativi, è comune l'uso di additivi plastificanti e ritardanti, tale da garantire una lavorabilità dell'impasto per l'intero periodo nel quale si suppone possa avvenire il getto.

Il diametro massimo dell'inerte (20 mm) è determinante per la buona lavorabilità del calcestruzzo e per garantire il passaggio del calcestruzzo attraverso i ferri d'armatura per i quali è opportuno considerare uno spessore di copriferro non inferiore ai 50 mm.

Il calcestruzzo dovrebbe quindi essere realizzato possibilmente con:

- inerti di origine alluvionale e di coefficiente volumetrico elevato;
- granulometrie graduate e continue nelle quali gli elementi fini e medi siano presenti in quantità maggiore delle classiche curve (Bolomey), ciò porta ad un dosaggio più elevato di cemento a parità di resistenza finale;
- cementi a presa lenta (tipo 325);
- dosaggio non inferiore a 300 Kg di cemento;

- additivi idonei a diminuire il rapporto acqua cemento ed a ritardare convenientemente i tempi di inizio presa in modo da avere con una resistenza adeguata uno slump di circa 15-20 cm.

5 - CONTROLLI

5.1 GENERALITA'

Agli effetti del problema che stiamo trattando, (il calcestruzzo impiegato come componente dei pali trivellati e dei diaframmi), i controlli da effettuare possono suddividersi in:

- controlli in corso d'opera,
- controlli a posteriori.

I primi sono, a giudizio dello scrivente, molto più importanti dei secondi in quanto una metodologia di controllo accurata permette di poter garantire, senza alcun dubbio, la piena rispondenza delle opere alle specifiche di progetto (con minor costo). Detti controlli debbono essere eseguiti da personale qualificato e responsabile in quanto a meno di controlli sistematici a posteriori è estremamente improbabile il poter identificare casualmente degli elementi costruiti in modo inidoneo.

5.2 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA

5.2.1 Generalità

I controlli in corso d'opera debbono riguardare i seguenti punti:

- a - idoneità delle attrezzature di scavo;
- b - idoneità delle attrezzature di getto;
- c - idoneità dei tubi di rivestimento provvisoriale o dei fanghi di bentonite;
- d - controlli delle caratteristiche del calcestruzzo all'origine;
- e - controlli durante la posa in opera calcestruzzo.

I punti a) b) devono essere verificati prima dell'inizio della costruzione delle opere, generalmente eseguendo, nel caso di costruzioni importanti, dei pali al di fuori della palificata da sottoporre a prove di carico a rottura, verificando contemporaneamente anche la natura "geotecnica" dell'intervento (interazione terreno-struttura).

I punti b) c) d) e) devono invece essere verificati costantemente durante tutto l'arco dei lavori predisponendo le strutture adeguate che si configurano nella creazione di un responsabile del "controllo di qualità"

5.2.2 Controlli della idoneità dei tubi di rivestimento o dei fanghi statici di bentonite.

I tubi di rivestimento devono essere puliti dopo ogni getto in modo da mantenerli lisci, privi di asperità, di incrostazioni di calcestruzzo od adherenze di terreno.

I fanghi statici di bentonite vanno controllati prima dell'inizio delle operazioni di getto verificando:

- il contenuto in solidi (sabbia 3%)
- la densità (bilancia Baroid), la viscosità (cono Marsh).

Qualora dette caratteristiche non fossero soddisfacenti il fango deve essere rigenerato o sostituito.

5.2.3 Controllo della qualità del calcestruzzo

Oltre ai controlli standard previsti dalla normativa attuale sulla resistenza del calcestruzzo va verificata costantemente la rispondenza dei calcestruzzi alle specifiche richiamate al § 3.

5.2.4 Controllo durante la posa in opera del calcestruzzo

I controlli da effettuare riguardano:

- a) pali asciutti non rivestiti
verifica della stabilità delle pareti del foro nonché verifica della caduta del calcestruzzo nel foro senza disturbo alle pareti. Prove eseguite in Inghilterra hanno dimostrato che utilizzando una opportuna miscela di calcestruzzo si verifica una buona uniformità di getto senza segregazione anche nel caso di utilizzo di una colonna di tubi getto che non giunga ad immergersi nel calcestruzzo;
- b) pali rivestiti asciutti
controllo che gli assorbimenti di calcestruzzo alle varie quote siano almeno eguali a quelli teorici;
- c) pali rivestiti in presenza di falda od eseguiti con fanghi statici di bentonite:¹

¹ L'esperienza di vari autori consigliano le seguenti tolleranze:

- calcestruzzo gettato sotto acqua: +1,50 - + 3,00
(circa 30 cm per ogni metro di battente)
- calcestruzzo gettato all'asciutto: + 0,75 - 0,30 m
- calcestruzzo in fori rivestiti:
il valore maggiore tra +0.75-0.30 m +1/15 della lunghezza rivestita
+ 0.75-0.30 m + 1/10 (della lunghezza perforazione a vuoto -0.90 m).

- slump del calcestruzzo
- intervallo di tempo intercorrente tra il confezionamento dell'impasto ed il momento dell'effettiva posa in opera
- controllo che il tubo getto venga correttamente utilizzato (innesco della carica, modalità di accorciamento della colonna, immersione della scarpa del tubo getto nel calcestruzzo).
- livello finale del calcestruzzo al termine del getto.

5.4 CONTROLLI A POSTERIORI

- ##### 5.4.1 Carotaggi meccanici con recupero dei campioni, prove d'acqua, controlli con T.V. miniaturizzate, controlli con raggi controllo con recupero dei campioni.

I carotaggi meccanici eseguiti con corone al diamante od al widia sono lenti (10-15 m/g) e molto costosi ; la qualità del campionamento, che condiziona anche le successive prove di schiacciamento, è legata alla abilità dell'operatore ed all'uso di tecniche adeguate (doppi carotieri e corone diamantate). La zona di indagine è limitata alla sezione carotata. I carotaggi permettono tuttavia il ricupero di campioni che possono essere esaminati in dettaglio e sottoposti a schiacciamento. Le successive prove di permeabilità permettono di identificare meglio i tratti ammalorati estendendo l'area indagata.

Tali prove possono essere utilizzate agevolmente in pali di grande diametro mentre in pali di medio e piccolo diametro è difficile mantenere la perforazione all'interno del fusto del palo.

Qualora si riesca ad eliminare l'acqua di perforazione od a chiarificarla è possibile eseguire un'ispezione con una telecamera (boroscopio) per investigare su cavità o vespai presenti: il metodo, poco usato in Italia, può essere applicato con notevole risparmio sui costi perforando con un martello down the hole il palo senza ricupero del campione. I risultati ottenibili sono molto interessanti in quanto consentono di ottenere una prova documentata registrabile indipendente dall'abilità dell'operatore.

A parte le limitazioni sopra ricordate il metodo consente di effettuare indagini nei pali o diaframmi, ove, in corso di getto, si siano avute delle difficoltà (Ad esempio: interruzione del getto, collassi del foro), utilizzando i fori per le successive operazioni di pulizia e consolidamento della parte ammalorata con iniezioni di boiaccia di cemento previo inserimento di barre d'armature.

Gli stessi fori possono essere utilizzati per controlli con raggi o neutroni della densità del calcestruzzo nell'intorno del foro, in modo da estendere l'area di indagini a buona parte del fusto.

5.4.2 Auscultazione dinamica

Si intendono con questa dizione i metodi di controllo ² non distruttivi indiretti. Detti metodi, sviluppati nell'arco degli ultimi 15 anni, possono essere distinti in:

metodi che non necessitano di una predisposizione preliminare:

- metodo dell'ammettenza meccanica;
- metodo dell'eco;

metodi che necessitano di una predisposizione preliminare

- carotaggio sonico: tale predisposizione preliminare è costituita dall'inserimento di due o più tubi metallici (tubi sonici) introdotti nel palo prima del getto.

I metodi dell'eco e dell'ammettenza meccanica sono particolarmente indicati per cantieri con pali aventi lunghezze non superiori ai 20 diam., forma regolare, terreni omogenei con scarso attrito laterale. Hanno un costo di preparazione ed esecuzione limitata e sono di semplice e rapida applicazione (sino 70 pali al giorno). Sono metodi del tipo "tutto o nulla" nel senso che evidenziano la presenza di un'anomalia che può anche non essere un difetto, e permettono di limitare le indagini più costose e fini ai pali ove si siano riscontrate anomalie. I migliori risultati si hanno con pali del diam. 600 mm.

Il carotaggio sonico, permette di evidenziare praticamente ogni anomalia presente nel palo lungo il piano congiungente i due tubi sonici. L'unica limitazione del metodo è la necessità di prevederne a priori l'applicazione predisponendo nei pali i necessari tubi sonici. Il costo di tali tubi (normali tubi acqua da 1 1/2") è pagante nel caso dei pali di grande diametro soprattutto nel caso di speciali applicazioni. Detti tubi possono essere considerati come armature longitudinali.

Poichè il metodo dà solo indicazioni qualitative è necessario prevedere, per avere anche dei dati integrativi di carattere quantitativo, (tipo di lacune, qualità del calcestruzzo) una verifica con carotaggi meccanici e prove d'acqua.

² Per la descrizione di dettaglio dei metodi si rimanda alla bibliografia specializzata, citata in bibliografia.

6 - CONCLUSIONI

Da quanto riferito si può concludere che comunque nel caso specifico dei pali trivellati e dei diaframmi, la resistenza del calcestruzzo, date le sollecitazioni agenti non è determinante agli effetti della capacità portante del palo (interazione terreno struttura) e che gli stessi metodi di controllo a posteriori, ad eccezione delle prove di carico statiche, non danno dei risultati determinanti ed univoci, ma che anzi questi controlli se non giustamente interpretati possono fuorviare.

L'impegno del progettista e dell'esecutore deve essere pertanto indirizzato fondamentalmente ai controlli in corso d'opera di minor costo e maggior redditività, e ad una progettazione accurata del conglomerato cementizio (scelta delle cave o, degli inerti, curve granulometriche opportune, additivi, prove preliminari).

Inoltre è doveroso, e ciò è molto importante, fare presente che i metodi di qualità, pur se non determinanti agli effetti della individuazione della inidoneità del palo, sono tuttavia utili. La Direzione Lavori, infatti, proprio basandosi sui risultati acquisiti dalle applicazione dei metodi di controllo qualitativo, potrà effettuare le prove di carico scegliendo i pali da sottoporre a collaudo diretto fra quelli che presentano le anomalie di qualità più vistose e quindi tra i più critici.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Baudeu P.- Zygler M.: "Les bétons des parois moulées. Miniaturisation d'un bétonnage". Bull. Liaison des Labo. des PP. et Chaussées, Paris, n.86, Nov. Dic. 1976
- 2) Bouvier M. J.: "Etude et perfectionnement d'une technique du béton immergé" Annales I.T.B.T.P., Paris, n.146, Février 1969.
- 3) Bru J.P.: "Problèmes d'exécution des pieux forés". Bull. Liason des Labo. des PP. Chaussées, Paris, n.77, Maggio, Giugno 1975
- 4) B.S.I. Code of Practice for foundations CP004 - 1972 Gr 11
- 5) Cambefort G. "Les béton coulés et plasticimé" A/ITBTP.305 - Maggio 1973
- 6) Chiesura G.: "Tre metodi per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione". Costruzioni Anno XXIII, n.218 Milano, Febbraio 1974
- 7) Collepari M. - "Scienze e Tecnologia del Calcestruzzo". Hoepli 1979
- 8) Fleming W.K.-Sliwinski "The use and influence of bentonite in bored pile construction" CIRIA 1977
- 9) Kawasaki T.-Ikuta Y.-Kobayashi M. Kawasami Y.: "An experimental study on the flow motion of fresh concrete in slurry trench walls, using activable tracers". Le tecniche delle radiazioni e degli isotopi nell'industria edile Quaderno EURISOTOP, Vol.1, Bruxelles 1972
- 10) Tomlison M.J. "Pile design and construction Practice" o View Point Publication 1979.

POMPAGGIO DEL CALCESTRUZZO LEGGERO D'ISOLAMENTO

G. E. FERRARIS

Geologo
Laboratorio Prove e Ricerche
CEMENTI BUZZI SpA
CASALE MONFERRATO (AL)

SOMMARIO

Il pompaggio del calcestruzzo leggero è difficoltoso in quanto la pressione di pompaggio forza l'acqua entro i granuli di argilla espansa. Sono ora disponibili additivi e fillers speciali che rendono possibile un corretto pompaggio di calcestruzzo molto leggeri ed isolanti.

SUMMARY

Pumping of lightweight concrete is very difficult because pumping pressure forces the water into the expanded clay granules. Additives and special fillers are now available for a correct pumping of very lightweight concretes for insulation purpose.

1. PREMESSA

Il pompaggio dei calcestruzzi leggeri con aggregati di argilla espansa ha sempre presentato delle difficoltà in quanto la pressione di pompaggio tende a far penetrare l'acqua d'impasto nei pori dei granuli d'argilla espansa, anche in quelli normalmente inaccessibili. Il calcestruzzo si rapprende e si creano intasamenti lungo le tubazioni. Poichè non si può aumentare la quantità d'acqua d'impasto oltre certi limiti, se non a scapito della permeabilità, durabilità e resistenze dei calcestruzzi, sarebbe necessario presaturare i granuli di argilla espansa, con procedimenti che non sono semplici e che comunque complicherebbero le operazioni, rendendole tra l'altro troppo onerose.

Inoltre non tutte le argille espanse si prestano al pompaggio. In particolare in queste note ci riferiremo all'esperienza fatta con l'argilla espansa "ARES", prodotta dalla Cementi Buzzi SpA, di Casale Monferrato.

2. POMPAGGIO DI CALCESTRUZZI LEGGERI CON MASSA VOLUMICA SUPERIORE AI 1500 KgMc

E' normalmente possibile pompare calcestruzzi leggeri strutturali con massa volumica superiore ai 1500 Kg/mc, mediante l'impiego di additivi antisegreganti, addensanti e ad azione fluidificante (a base di ossido di polietilene). Occorre utilizzare pompe per calcestruzzi nelle quali sia possibile lavorare a portate accettabili con pressione di pompaggio ridotta rispetto al loro uso con i calcestruzzi ordinari.

I calcestruzzi strutturali leggeri hanno struttura compatta, non porosa, e la loro composizione comprende almeno 400 Kg/mc di cemento, oltre a 500 Kg/mc di sabbia (0-3 mm) e circa 850 litri sciolti di argilla espansa Ares.

L'acqua d'impasto deve essere abbondante, senza però giungere alla segregazione del calcestruzzo all'uscita del tubo pompa.

La resistenza e la densità del calcestruzzo così pompato dipende dal tipo di argilla espansa impiegata:

tipo arg.esp.	massa vol. cls Kg/mc	Resist.cls Kg/cm ²
4	1.500	200
6	1.750	300
8	1.900	400

3. POMPAGGIO DEI CALCESTRUZZI LEGGERI ISOLANTI CON MASSA VOLUMICA INFERIORE A 1200 KgMc

I calcestruzzi con massa volumica inferiore ai 1200 Kg/mc, con aggregati di argilla espansa, privi di sabbia, sono da considerare in funzione essenzialmente isolante o di riempimento.

Utilizzati sia nelle ristrutturazioni che per la costruzione di nuovi edifici al fine di garantire l'isolamento dei sottotetti e terrazzi praticabili, trovano giustificazione economica soprattutto se possono essere pompati in quota, in modo rapido, con l'impiego di non più di due operai addetti alla sistemazione e livellamento del getto.

Finora il loro pompaggio si è rivelato non economico od impossibile. Generalmente non economico è il pompaggio di calcestruzzo d'isolamento mediante le "pompe pneumatiche" normalmente utilizzate per spriz-beton o per gli intonaci spruzzati: la portata oraria (2-6 mc ora) di queste pompe è modesta rispetto alle quantità di calcestruzzi da gettare nei sottofondi o sottotetti. Le "pompe pneumatiche" sono comunque in grado di pompare impasti anomali, composti soltanto da granuli inumiditi, avvolti da un velo di pasta cementizia. Sono calcestruzzi molto leggeri (da 600 a 900 Kg/mc) e molto isolanti (coeff.cond.termica attorno a 0.12 w/m°K). E' impossibile pompare questo tipo di calcestruzzo con pompe meccaniche o peristaltiche: manca il fluido che trasferisca le pressioni e, qualora si voglia aggiungere acqua, si ottiene la completa segregazione e lavaggio dei granuli di argilla espansa.

L'ingegno e l'impegno di un confezionatore novarese (Rapida Cls, Momo (NO) tel. 0321/96097 - sig. Guglielmetti Giorgio) ha portato alla soluzione del problema del pompaggio del calcestruzzo per isolamento con argilla espansa "Ares". Fondamentale alla soluzione del problema si è rivelato l'impiego di ceneri volanti quali coadiuvanti di pompaggio.

Innanzitutto è importante la fase di caricamento e miscelazione, che richiede maggior cura di quanto richiesto per la preparazione dei calcestruzzi con aggregati lapidei.

Tra l'altro le pale dell'autobetoniera devono essere in perfetta efficienza per garantire la miscelazione dell'impasto.

La composizione del calcestruzzo leggero pompabile per isolamento è la seguente:

Cemento pozzolanico	400-500	Kg/mc
Filler (ceneri volanti speciali):	200-300	Kg/mc
Additivo aerante	500	cc/mc
Argilla espansa Ares tipo 4		
granulom. 3-8 mm	1	mc/mc
Acqua	350 Kg/mc e comunque quanto basta per una consistenza fluida, in relazione all'umidità dell'aggregato.	

Le variazioni della composizione sono legate al tipo di pompa a disposizione (a pistoncini, peristaltica), alle loro condizioni meccaniche, al pompaggio da realizzare (quota, distanza).

All'uscita del tubo pompa il calcestruzzo fresco è superfluido, praticamente autolivellante, non segregato però, di aspetto cremoso, molto facile da distribuire e livellare con attrezzi semplici. Il calcestruzzo indurito si presenta compatto, con i granuli di argilla espansa diffusi entro una pasta aerata ricca di micropori. La sua resistenza a compressione è dell'ordine dei 100/cm² con una massa volumica compresa tra 1000 e 1200 Kg/mc in relazione al tipo di pompa, di pompaggio e quindi di composizione prescelta.

Il coefficiente λ di conducibilità termica di questi calcestruzzi è da ritenersi pari a 0.15 w/m°K, per cui uno strato di soli 12 cm di spessore contribuisce all'isolamento con una resistenza termica di 0.8 m°K/w, e pertanto per esempio raddoppia l'isolamento termico di una soletta in laterocemento, portando il coefficiente di trasmissione termica K da 1,7 a 0.80 w/m²°K.

4. CONCLUSIONI

Siamo certi che la soluzione, da tempo cercata e desiderata, dei problemi di pompaggio dei calcestruzzi leggeri, soprattutto di quelli d'isolamento, conduca ad un maggior impiego dei medesimi per poterne utilizzare appieno le prerogative di leggerezza, coibenza, facile preparazione e posa in opera.

Soprattutto per il miglioramento dell'isolamento termico dei vecchi edifici, posti nei centri storici ove per lo più ci sono enormi difficoltà per l'ubicazione dei cantieri, il pompaggio dei calcestruzzi leggeri d'isolamento rappresenta una tecnica edilizia nuova ed economica.

TECNOLOGIA DEL CALCESTRUZZO NELL'ANNO 2000

V.M. MALHOTRA

Direttore della sezione dei materiali da
Costruzione della Canmet, Energia, Miniere
e Risorse del Canada, Ottawa, Ontario.

SOMMARIO

Il presente lavoro è un tentativo di previsione dei progressi della tecnologia del calcestruzzo da oggi all'anno 2000. L'illimitata offerta di materiali per la preparazione del calcestruzzo fa prevedere che questo prodotto continuerà ad essere nel futuro un materiale da costruzione indispensabile. Tuttavia l'alto costo di nuovi impianti di produzione del cemento fa dubitare che nei prossimi venti anni si facciano grossi investimenti in questo settore industriale mentre i potenziali sviluppi della tecnologia del calcestruzzo si avranno probabilmente nel maggior impiego di materiali cementizi integrativi, di additivi chimici in generale e di superfluidificanti in particolare. Inoltre, si darà maggior rilievo all'impiego di programmi che garantiscano qualità, a normative su base statistica, a prove accelerate di resistenze meccaniche, a tecniche di prova e di monitoraggio in opera ed alle tabelle di controllo.

SUMMARY

This paper attempts to forecast advances in concrete technology between now and the year 2000. Due to the limitless supply of concrete making materials, it is predicted that concrete will continue to be an indispensable building material of the future. However, because of the high cost of new cement plants it is doubtful that major investments will be made in the cement industry in the next two decades. Instead, potential developments likely to take place in concrete technology will be in the intensified use of supplementary cementing materials, chemical admixtures in general and superplasticizers in particular. Also, greater emphasis will be placed on the use of quality assurance programs, statistically based specifications, accelerated strength testing, in-situ monitoring and testing techniques and control charts.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo è un materiale da costruzione molto versatile e i progressi ottenuti negli ultimi vent'anni dall'industria, hanno contribuito a far diventare il calcestruzzo il materiale da costruzione più economico e più diffuso, se si tiene conto che nel 1980 la produzione mondiale di calcestruzzo è stata di più di 1.000 kg pro capite. Il riconoscimento va naturalmente all'industria del cemento, che negli ultimi decenni ha migliorato notevolmente la qualità del cemento in termini di uniformità e resistenza meccanica.

Ciò è stato possibile grazie all'eliminazione dei vecchi impianti inefficienti, al controllo rigoroso della macinazione e all'istituzione di severe misure di controllo della qualità.

Tuttavia, poichè il cemento è uno dei materiali che più richiede energia per la sua produzione - per produrre 1 kg di cemento occorrono circa 4MJ di energia - difficilmente si faranno nuovi investimenti nell'industria per la produzione del cemento. Al contrario, i potenziali sviluppi della tecnologia del calcestruzzo attesi per i prossimi vent'anni dovrebbero riguardare il maggior impiego di materiali a minor consumo energetico, la normativa su base statistica e il controllo di qualità del calcestruzzo.

Queste previsioni si basano principalmente sulle esperienze fatte in tutto il mondo dallo scrivente e sugli scambi di opinione da lui avuti con esperti del calcestruzzo di diversi paesi tra cui Canada, Europa, Inghilterra e Stati Uniti.

Occorre sottolineare che le previsioni sono sempre un compito assai rischioso e lo sono ancor più ora a causa dell'instabile situazione energetica. Perciò il guardare all'anno 2000 per prevedere gli sviluppi specifici della tecnologia del calcestruzzo non è cosa facile. L'unico dato certo è che l'esplosione demografica e la necessità di abitazioni creeranno una domanda sempre crescente di calcestruzzo come materiale da costruzione.

2. I MATERIALI CEMENTIZI INTEGRATIVI NELL'ANNO 2000

Considerazioni di ordine economico, oltre alla consapevolezza della necessità di risparmio energetico e di risorse, avranno un ruolo importante nel 2000 nella utilizzazione nel calcestruzzo delle ceneri volanti, delle scorie e del fumo di silice condensato. Il costo di un nuovo impianto per la produzione di cemento è dell'ordine di 150-200 milioni di dollari per milione di tonnellate di capacità annua. Data l'attuale tendenza degli investimenti è improbabile che nel prossimo futuro si facciano grossi stanziamenti per l'installazione di nuove capacità produttive, a meno che si verifichino sviluppi significativi nel processo di fabbricazione del cemento. Il che è improbabile. Il cemento portland è responsabile del consumo del 30-50% dell'energia necessaria per la produzione di cemento armato; le proporzioni esatte dipendono dal tipo di calcestruzzo e dalla quantità di ferro impiegato. Per contro, le ceneri volanti, le

scorie e la silice colloidale sono sottoprodotti. A parte le scorie che devono essere granulate, seccate e macinate, gli altri due necessitano di un processo di essiccazione e di macinazione molto modesto e perciò sono relativamente economici. Nonostante il combustibile necessario per l'essiccamento del materiale granulato bagnato ed i costi energetici relativi alla macinazione, l'energia unitaria totale assorbita da una scoria granulata macinata separatamente, è soltanto il 20% circa di quella necessaria per la produzione di cemento portland: pertanto il costo totale di produzione è notevolmente inferiore a quello del cemento. L'impiego accorto di questi sottoprodotti per il calcestruzzo preconfezionato oltre ad ampliare l'uso del cemento e a risolvere entro certi limiti i problemi di eliminazione di questi materiali, conferisce al calcestruzzo caratteristiche speciali che non si possono ottenere con l'impiego di cemento portland da solo. L'attuale offerta mondiale di cenere volante è di circa 300 milioni di tonnellate annue e di questa quantità, meno del 5% viene impiegata come materia prima per il cemento e come sostitutivo del cemento nel calcestruzzo. Una stima del consumo potenziale a breve termine è di circa il 10% dell'offerta, equivalente a 30 milioni di tonnellate circa. La tendenza registrata in Australia, Nord America e Sud Africa indica che una notevole quantità di questo materiale verrà impiegato come ingrediente mescolato separatamente per la produzione di calcestruzzo preconfezionato.

Rispetto alla cenere volante, l'attuale produzione mondiale di scorie usate per il calcestruzzo come materiale miscelato separatamente è relativamente limitata, si aggira cioè tra 10 e 15 milioni di tonnellate annue. Esiste quindi un potenziale notevole per una produzione molto più alta. Pertanto, i prossimi vent'anni, costituiscono per l'industria del calcestruzzo una opportunità e una sfida per il risparmio energetico e di risorse, se si sfrutteranno totalmente i materiali cementizi integrativi per la produzione di calcestruzzo.

2.1. Cenere volante

Raymond E. Davis ed i suoi collaboratori coniarono il termine "fly ash" nel 1937. A seguito di studi pionieristici condotti negli Stati Uniti dal Bureau of Reclamation, per la diga Hungry Horse, l'impiego di cenere volante in strutture idroelettriche massive si è diffuso negli Stati Uniti, dove la prima norma emessa dall'ASTM risale al 1954.

Nel 1982 la produzione mondiale di cenere volante è stata dell'ordine di 300 milioni di tonnellate. La maggior produzione si è avuta in Unione Sovietica, seguita dagli Stati Uniti. Altre grosse fonti di produzione di cenere volante sono Germania, Polonia, Cecoslovacchia e Gran Bretagna, dove la produzione annua è di circa 12 milioni di tonnellate.

La gran maggioranza di cenere volante per calcestruzzo è cenere pove-

ra di calcio (classe F ASTM) e si ottiene principalmente dalla combustione di antracite o di carbone bituminoso. Questa cenere volante di per sé ha un valore cementizio modesto o nullo, ma se distribuita finemente e in presenza di umidità, reagisce con l'idrossido di calcio alle normali temperature e forma dei composti che hanno caratteristiche cementizie. Negli Stati Uniti e in Canada, negli ultimi anni è stata immessa sul mercato cenere volante ad alto contenuto di calcio (classe C ASTM) prodotta per combustione della lignite o di carboni sub bituminosi, che oltre ad avere proprietà pozzolaniche, possiede anche caratteristiche cementizie. Una cenere simile si trova in Polonia.

Il prezzo della cenere volante dipende da molti fattori e può variare da pochi dollari a circa 30 \$-tonnellata.

2.2 Silice colloidale condensata

La silice colloidale condensata è un sottoprodotto ottenuto dalla riduzione di quarzo ad alta purezza con carbone in forni ad arco elettrico per la produzione della lega ferro-silicio e silice. Gli impianti per leghe di silice si trovano solitamente in aree con energia idroelettrica poco costosa ed abbondante. Il fumo, che contiene dall'85 al 98% di silice, sottoforma di particelle di vetro sferiche estremamente piccole, viene raccolto filtrando i fumi che escono dal forno.

Le particelle hanno una misura media inferiore a $0,1 \mu\text{m}$ o sono più fini delle particelle di cemento di due ordini di grandezza. La loro superficie specifica è circa $20 \text{ m}^2/\text{g}$ secondo il metodo di assottimento dell'azoto e la densità relativa è 2,2.

La Norvegia, uno dei maggiori produttori mondiali di silice colloidale condensata, nel 1981 ha avuto una produzione di circa 120.000 tonnellate. La produzione mondiale è di circa 1 milione di tonnellate. A causa della sua estrema finezza e del suo alto contenuto di vetro, la silice colloidale condensata è un materiale pozzolanico molto efficace. Le ricerche su questo materiale sono iniziate fin dagli anni '50, ma solo recentemente si sono intraprese ricerche più approfondite per sfruttarlo pienamente. La superficie specifica molto alta della silice colloidale porta ad una maggior richiesta d'acqua quando il materiale viene incorporato al calcestruzzo, benchè questo problema possa essere risolto con l'impiego dei superfluidificanti.

A causa della sua estrema finezza, la silice colloidale presenta problemi di manipolazione. In Norvegia, questi problemi sono stati in un certo qual modo risolti trasportando e impiegando questo materiale sotto forma di sospensioni liquide. In Canada esistono dei brevetti per pellettizzare, per ragioni di trasporto, la silice colloidale. Ciò nondimeno parecchi preconfezionatori usano la silice colloidale così come viene prodotta.

La silice colloidale può essere dannosa per la salute, benchè un certo numero di pubblicazioni indichino che può non esserlo per via della sua estrema finezza e per la natura della silice. Tutta via questo materiale deve essere usato con cautela.

Negli ultimi anni il riconoscimento del valore della silice colloidale ne ha fatto salire il prezzo alle stelle. Da prodotto di scarso quale era fino a pochi anni orsono, il prezzo attuale della silice colloidale varia da una volta e mezza a due volte il prezzo del cemento portland. In Canada il prezzo è attualmente di circa 85 dollari la tonnellata e si prevedono degli aumenti. Per l'anno 2000 si ritiene che la silice colloidale condensata verrà impiegata solo per calcestruzzi speciali.

2.3 Scorie d'alto forno (loppe) macinate, granulate e pellettizzate

Le scorie d'alto forno, un sottoprodotto della produzione di ferro, sviluppano idraulicità latente quando vengono raffreddate rapidamente allo stato vetroso e macinate finemente. Alcune scorie così prodotte sono di per sè materiali cementizi, mentre altre lo diventano in presenza di attivatori come il cemento portland e il solfato di calcio. Tuttavia la loro prestazione nel calcestruzzo è indipendente dal fatto che siano o non siano cementizie.

La tecnologia dell'utilizzazione delle scorie d'alto forno granulate per il calcestruzzo è riconosciuta da tutti in Europa e Giappone, ma è relativamente nuova in Canada, Gran Bretagna e Stati Uniti. In Canada attualmente è in funzione un processo di pellettizzazione per produrre circa 100.000 tonnellate all'anno di scorie. Durante questo processo, che usa molto meno acqua rispetto alle tecniche di granulazione completamente ad acqua, le scorie fuse vengono dapprima fatte espandere mediante un trattamento con spruzzi d'acqua, poi il materiale viene fatto passare su un cilindro rotante. Raffreddamento e pellettizzazione si ottengono poi gettando in aria il materiale semifuso. Negli Stati Uniti, a Sparrows Point, nel Maryland, è entrato in funzione un nuovo impianto di scorie d'alto forno granulate con il processo di granulazione ad acqua. L'impianto, che è costato circa 65 milioni di dollari, ha una capacità annua di circa 800.000 tonnellate.

3. DAI CEMENTI DI MISCELE OTTENUTE IN MACINAZIONE UNICA AI MATERIALI CEMENTIZI INTEGRATIVI MACINATI SEPARATAMENTE

Storicamente i materiali cementizi integrativi sono sempre stati miscelati in cementeria e forniti all'industria del calcestruzzo come cemento di alto forno o pozzolanico. Al di là di ragioni corporativistiche, la base logica è che i produttori di cemento sono in grado di esercitare un maggior controllo della qualità durante la macinazione in cementeria. In questo modo però solo una percentuale fissa di materiale cementizio integrativo viene incorporata in un prodotto miscelato. Per esempio negli Stati Uniti l'abitudine comune è sempre

stata di usare nel prodotto miscelato il 40% di scorie (mentre in Europa ci sono sempre stati cementi portland con percentuali diverse di scorie). Ciò impedisce ai preconfezionatori di cambiare le percentuali di ceneri volanti, scorie o silice colloidale a seconda delle esigenze. Per esempio un preconfezionatore può voler ottimizzare la resistenza meccanica del calcestruzzo usando un rapporto scorie/cemento di 50:50; oppure può aver bisogno di un calcestruzzo con rapporto scorie/cemento di 80:20 quando debba essere esposto all'acqua di mare. E ancora, non si può usare una metodologia razionale del dosaggio della miscela per ottenere calcestruzzi di eguali resistenze meccaniche a compressione sia per cementi miscelati che per cementi non miscelati. Nel caso delle scorie granulate macinate, l'intermacinazione in cementeria è poco efficace per via della possibilità di macinare eccessivamente il clinker di cemento e il gesso che sono più friabili. Alla luce di quanto sopra esposto, le tendenze attuali dei preconfezionatori nordamericani sono di usare le ceneri volanti, le scorie e la silice colloidale come ingredienti macinati separatamente all'impianto di miscelazione. Si ritiene che per il 2000, presso gli impianti di produzione di calcestruzzo, esisteranno silos separati contenenti i materiali cementizi integrativi.

4. GLI ADDITIVI CHIMICI E L'ANNO 2000

Pochi sono stati gli sviluppi spettacolari della tecnologia del calcestruzzo negli ultimi anni. Uno di questi è stato l'inglobamento d'aria che negli anni '40 ha rivoluzionato in Nordamerica la tecnologia del calcestruzzo. Un altro grosso avanzamento è lo sviluppo dei superfluidificanti che influenzeranno in maniera significativa il modo di come il calcestruzzo preconfezionato verrà consegnato ed impiegato nel 2000. Oggi è possibile produrre calcestruzzo ad alta resistenza meccanica alle brevi stagionature impiegando forti percentuali di cenere volante e superfluidificanti. Calcestruzzi ad altissima resistenza meccanica, 150 MPa a 28 giorni, si sono ottenuti usando la silice colloidale e superfluidificanti. L'uso della silice colloidale condensata con i superfluidificanti ha portato allo sviluppo di calcestruzzi relativamente impermeabili perchè il superfluidificante permette di mantenere molto basso il contenuto d'acqua del calcestruzzo. La tabella che segue mostra l'uso attuale degli additivi chimici nei vari paesi, con Giappone e Stati Uniti ai primi posti. Si ritiene che per il 2000 i paesi europei useranno gli additivi chimici tanto quanto gli Stati Uniti.

Uso di additivi nel calcestruzzo**

Paese	% di calcestruzzo additivato
Australia	70
Francia	15
Germania	60
Italia	25
Giappone	80
Gran Bretagna*	12
USA	80

*L'impiego di additivi in Gran Bretagna ha avuto un incremento del 33% ca. negli ultimi sei anni

**Da Concrete (Londra), Vol.6 N. 12, 1982, pag. 20

5. VARIABILITA' DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è un materiale semplice e al tempo stesso molto complesso. Esso è eterogeneo per sua natura e la sua qualità è influenzata da molti fattori durante la produzione, il trasporto, la posa in opera e la stagionatura. Keyser ha identificato più di 150 fattori che possono influenzare la resistenza meccanica a compressione. E' questa natura che rende il calcestruzzo un materiale stimolante dal punto di vista tecnologico. E' certo che tra ora e l'anno 2000 si produrranno grandi sforzi per migliorarne la qualità e per sviluppare metodi più raffinati per il controllo delle cam pionature e dei collaudi.

6. PROGRAMMI PER GARANTIRE LA QUALITA'

Uno dei cambiamenti più significativi del concetto di controllo di qualità del calcestruzzo negli ultimi anni è stato l'introduzione dei cosiddetti "programmi per garantire la qualità". La necessità di tali programmi è nata per i sempre maggiori costi di manutenzione dovuti al deterioramento anzitempo del calcestruzzo ed anche dall'interesse sempre crescente dell'utente ad assicurare che la costruzione in calcestruzzo dia buone prestazioni. Lo scopo ultimo di un programma per garantire la qualità è di poter costruire strutture in calcestruzzo che diano prestazioni soddisfacenti per il periodo di vita previsto con costi globali minimi di costruzione e manutenzione. Per ottenere questo è necessario garantire la qualità del progetto, del capitolato e delle procedure di manutenzione.

In altre parole, è necessario garantire che i metodi di progettazione siano affidabili, che il capitolato sia realistico e applicabile e che la qualità della costruzione in calcestruzzo sia tale che le

strutture finite possano essere impiegate come progettato e possano essere mantenute con costi minimi.

6.1. Norme per il calcestruzzo preconfezionato

Una delle norme più importanti nell'industria del calcestruzzo è la ASTM C 94, "Norme per il calcestruzzo preconfezionato". Emanata nel 1933 come regola sperimentale, questa norma è stata continuamente rivista e aggiornata; l'ultima revisione risale infatti al 1978.

Un recente esame critico del significato dei criteri di approvazione dell'ASTM C 94 per il calcestruzzo preconfezionato suggerisce alcuni miglioramenti dei criteri di accettazione della resistenza meccanica, che vanno a beneficio sia del produttore che dell'utente, con clausole di incentivi per il produttore che si attenga alle richieste del capitolato.

Con la recente introduzione da parte di diverse organizzazioni di penalità, premi o adattamento del prezzo, i criteri di approvazione dell'ASTM C 94 saranno senza dubbio oggetto di molte discussioni tra produttori, consumatori e utenti della norma. La normativa sul calcestruzzo nel 2000 rifletterà indubbiamente i risultati di queste discussioni.

6.2. Durabilità del Calcestruzzo

Resistenza meccanica e durabilità sono le due qualità più importanti del calcestruzzo in opera. Mentre la determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo con la prova del cilindro 152 x 300 mm è ormai diventato un feticcio tra gli ingegneri, all'aspetto della durabilità non è stata data sufficiente attenzione. Ciò ha portato come risultato lo sfaldamento e la frantumazione del calcestruzzo superficiale e la riduzione della durata in servizio delle strutture. Per esempio, la durata caratteristica della soletta di copertura di un ponte è da 30 a 120 anni, ma in certe condizioni di esposizione particolarmente severe, tale durata può ridursi fino a 10-20 anni.

Non esistono soluzioni facili ai problemi di durabilità, a causa dei molti fattori coinvolti, ma c'è da sperare che per l'anno 2000 si siano creati dei sub-sistemi all'interno del programma principale per garantire la qualità che assicurino la durabilità del calcestruzzo.

7. DETERMINAZIONE DELLA QUALITÀ' DEL CALCESTRUZZO ALLA CONSEGNA

La qualità del calcestruzzo alla consegna in cantiere continuerà ad essere assicurata con le ispezioni all'impianto di miscelazione, ma la frequenza della determinazione del peso unitario, del contenuto d'aria e delle prove di slump sul cantiere dovrebbero essere aumentate. I metodi chimici e un processo di elutriazione, sviluppato dalla Associazione inglese del cemento e calcestruzzo, per la determinazione del contenuto di cemento del calcestruzzo fresco comin

ciano ad essere accettati in Nordamerica.

7.1. Prove accelerate di resistenza meccanica

Nella pratica in uso attualmente in Nordamerica, il controllo di qualità del calcestruzzo si basa sulla resistenza a compressione dei cilindri standard 150 x 300 mm, gettati, stagionati e sottoposti a prove secondo procedure unificate. Non è raro che l'impresa o il confezionatore si trovi di fronte al dilemma se rimuovere il calcestruzzo sotto standard oppure pagare una forte pe nale quando i risultati della prova di compressione a 28 giorni siano al di sotto dei valori di resistenza meccanica richiesti dal capitolato.

Fortunatamente i difetti della prova di resistenza meccanica a com pressione a 28 giorni per l'accettazione del calcestruzzo sono sempre più riconosciuti, si è sviluppato un certo numero di prove accelerate di resistenza meccanica, oltre a parecchie altre prove che sono in via di sviluppo.

Queste prove sono in grado di assicurare che se la resistenza meccanica del calcestruzzo è notevolmente inferiore al valore progettato, ci sono ancora buone possibilità di rimuovere il calcestruzzo dalla struttura. L'ASTM ha standardizzato tre prove accelerate di resistenza meccanica:

Procedura A: Metodo dell'acqua calda
" B: Metodo dell'acqua bollente
" C: Metodo autogeno

E' stato dimostrato che tutti questi metodi sono in grado di prevedere con un buon grado di precisione la resistenza meccanica alla quale si romperanno i cilindri stagionati e che i risultati delle prove sono pronti nel giro di 24-48 ore a seconda del metodo usato. In Nordamerica questi tests vengono sempre più spesso usati dall'industria del calcestruzzo preconfezionato. Poichè la resistenza meccanica a 28 giorni generalmente è il criterio di accettazione specificato nei capitolati, le resistenze meccaniche accelerate ven gono usate per prevedere la potenziale resistenza meccanica del cal cestruzzo a 28 giorni o a maggiori stagionature. Occorre tuttavia sottolineare che il massimo beneficio delle prove accelerate di re sistenza meccanica si ottiene solo se questi tests vengono usati per il controllo e per l'accettazione del calcestruzzo giorno per giorno.

In Nordamerica, il Canada è all'avanguardia per ciò che concerne le prove accelerate di resistenza meccanica a condizione che rispondano a certi requisiti. A questo proposito la normativa (1) nazionale del Canada, "Concrete Materials and Methods of Concrete Construction" CAN3 - A 23.1 - M 77, dice:

(1) Emanata dalla Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada

17.4.3.1

Quando si usi la prova accelerata di stagionatura in alternativa alla prova standard, come specificato nella clausola 17.4.2, per l'accettazione del calcestruzzo sulla base della sua resistenza meccanica, l'autorità si dichiarerà soddisfatta se ci saranno a disposizione adeguati dati di correlazione con la prova standard di resistenza meccanica a compressione a 28 giorni.

L'autorità dichiarerà nel capitolato se questa alternativa deve essere usata e formulerà le basi di accettazione.

17.4.3.2

Quando queste prove siano richieste dal capitolato, esse saranno eseguite secondo il metodo CAN3 A23.2, A23.2-10C, accelerazione della stagionatura dei cilindri in calcestruzzo e determinazione della loro resistenza a compressione, e prove standard di resistenza meccanica a compressione a 28 giorni saranno eseguite su almeno una ogni due prove accelerate.

Note:

(1) I risultati di resistenza meccanica a compressione a 28 giorni con stagionatura standard si possono prevedere con ragionevole precisione usando una procedura accelerata di prova. Tale procedura può essere utile per il controllo di qualità poiché permette di apportare delle modifiche al dosaggio della miscela di calcestruzzo, qualora sia necessario.

(2) Queste prove non indicano il miglioramento della resistenza meccanica del calcestruzzo nelle condizioni operative.

(3) In Canada si usano attualmente due prove di maturazione accelerate: a) il metodo modificato dell'acqua bollente e b) il metodo autogeno.

(4) Si raccomandano queste prove solo per quei progetti che prevedano un alto grado di controllo dei materiali.

La normativa attualmente in vigore negli Stati Uniti e in Messico non permette prove accelerate di resistenza meccanica come base per l'approvazione del calcestruzzo. Il Comitato ACI 214 sulla valutazione della resistenza meccanica ha redatto un rapporto, sull'uso delle prove accelerate di resistenza meccanica, che contiene alcune informazioni utili. C'è da augurarsi che in un prossimo futuro, il Comitato ACI 318 ed altri comitati di altri paesi che si occupano di costruzioni seguano l'indirizzo canadese e permettano l'alternativa di prove accelerate di resistenze meccaniche per l'approvazione del calcestruzzo. Quando si verificherà questo, l'uso di prove accelerate di resistenza meccanica diventerà pratica comune e per l'anno 2000 tali prove verranno usate dai confezionatori tanto quanto oggi si usa la prova di resistenza meccanica a compressione a 28 giorni.

8. PREVISIONE/DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA MECCANICA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Un programma completo di garanzia della qualità deve dare al proprietario la sicurezza che la costruzione finita è adeguata dal punto di vista strutturale, agli scopi per i quali è stata progettata. Nella pratica comune, se i risultati delle prove di resistenza a compressione a 28 giorni sono conformi alla resistenza meccanica richiesta dal capitolato e se il calcestruzzo è stato consegnato, posto in opera, consolidato e maturato secondo le specifiche, si presume che il calcestruzzo gettato come parte della struttura e rappresentato dai cilindri di prova soddisfi le esigenze del progetto. Tuttavia le assunzioni sopra menzionate non sono sempre corrette e, più spesso di quanto si creda, le condizioni di posa in opera, vibrazione e maturazione lasciano molto a desiderare. Ciò, unito al fatto che le unità strutturali sono notevolmente più grandi e massive, fa dubitare che i cilindri 150 x 300 mm rappresentino la resistenza meccanica del calcestruzzo delle strutture. Per dare adeguate garanzie ai progettisti e ai committenti circa la qualità del calcestruzzo di una struttura, è essenziale eseguire prove di campo per valutare/determinare qualità e resistenze meccaniche del calcestruzzo.

Per ottenere questo, esistono un certo numero di metodi che i progettisti e i preconfezionatori possono usare, tra i quali i più promettenti sono:

(8.1) Concetto di maturazione, (8.2) determinazione della velocità d'impulsi attraverso il calcestruzzo, (8.3) determinazione della resistenza a penetrazione e della durezza del calcestruzzo, (8.4) prove di pull-out.

8.1. Concetto di maturazione. Il principio basilare del concetto di maturazione è che un aumento di resistenza meccanica varia in funzione del prodotto del tempo e della temperatura meno 10°C . Entro stretti limiti di tempo (da 3 a 28 gg) e di temperatura (da 15 a 30°C) il concetto di maturazione può essere usato vantaggiosamente per valutare la resistenza meccanica del calcestruzzo. La maturazione del calcestruzzo può essere determinata con termocoppie o con strumenti detti misuratori di maturazione.

8.2. Determinazione della velocità di impulso attraverso il calcestruzzo. E' noto l'uso di impulsi ultrasonici per misurare le proprietà del calcestruzzo indurito. I metodi di velocità d'impulso sono eccellenti per misurare l'uniformità del calcestruzzo e sono stati impiegati con successo per isolare aree di qualità scadente. Purtroppo le misurazioni di velocità sono fortemente influenzate dalle condizioni di umidità del provino, dai ferri d'armatura e da diversi altri fattori. Fino a poco tempo fa, l'apparecchiatura era relativamente ingombrante da usare sul campo e solitamente richiedeva operatori specializzati. Ora però esistono unità portatili digitalizzate.

In linea di massima, la misura della velocità di impulso non può essere usata per la determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo in opera a causa dell'alto numero di variabili coinvolte, ma se si approntano delle accurate tabelle di taratura che correlino la resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo e la velocità di impulso attraverso il calcestruzzo, può essere possibile fare una certa valutazione della resistenza meccanica in opera.

Ciò nondimeno le tabelle di taratura dovrebbero tenere conto della incertezza statistica.

8.3. Determinazione della resistenza a penetrazione e della durezza del calcestruzzo.

La resistenza a penetrazione e la durezza del calcestruzzo possono misurarsi rispettivamente con la sonda di Windsor e il martello di Schmidt, ma né l'una né l'altra di queste prove dà valori assoluti di resistenza meccanica di una struttura in calcestruzzo. Tuttavia essi sono mezzi ottimi per determinare le resistenze meccaniche del calcestruzzo in parti diverse della stessa struttura o resistenze meccaniche relative di strutture diverse.

La sonda di Windsor consiste di un fucile a polvere da sparo, di sonda in lega temprata, di cartucce caricate, di un calibro di profondità per misurare la penetrazione, e della relativa attrezzatura. La sonda ha un diametro di 0,25 pollici (6,3 mm), è lunga 3,125 pollici (79,5 mm) ed ha una punta a tronco di cono. L'ingranaggio a polvere viene usato per sparare una sonda nel calcestruzzo; la lunghezza esposta della sonda, misurata con un calibro è la misura della resistenza a penetrazione del calcestruzzo.

8.4. Prove di pull-out

Sinteticamente la prova di pull-out misura, con un dinamometro speciale, la forza necessaria per estrarre dal calcestruzzo un'asta di acciaio a forma particolare, la cui base allargata è annegata nel calcestruzzo. A causa della sua forma, l'asta di acciaio viene estratta con un cono di calcestruzzo. Il calcestruzzo viene a trovarsi simultaneamente in tensione e sotto torsione, poichè le linee che generano il cono corrono a 45° circa rispetto alla verticale. Il rapporto pull-out/resistenza a compressione varia da 0,1 a 0,3. I maggiori vantaggi delle prove di pull-out sono che tali prove misurano la resistenza meccanica di una struttura in calcestruzzo giacchè la resistenza meccanica misurata di una struttura di calcestruzzo è una combinazione di resistenze meccaniche a torsione e a rottura. Inoltre se si applica una forza di estrazione minima senza arrivare a rottura, si può assumere che è stata raggiunta una resistenza meccanica minima del calcestruzzo in opera e che l'unità strutturale non deve essere sforzata fino a rottura.

9. LE TABELLE DI CONTROLLO

Attualmente la tabella di controllo di Shwhart incluse nella norma ACI 214-77 vengono usate da alcuni grossi prefabbricatori per il

controllo di qualità. Benchè tali tabelle non contengano tutti gli aspetti delle tabelle di controllo tradizionali, tuttavia esse rappresentano uno strumento utile per il controllo di qualità del calcestruzzo.

Da alcuni anni l'Associazione britannica del calcestruzzo preconfezionato promuove l'uso in Gran Bretagna di tabelle di controllo cumulativo. L'autore è a conoscenza che queste tabelle di controllo, il cui uso è limitato, sono state adottate negli Stati Uniti da un produttore di calcestruzzo preconfezionato. Il Comitato 214 dell'American Concrete Institute è in procinto di redigere un documento per l'uso delle varie tabelle di controllo.

10. CONCLUSIONI

Per il 2000 ci si attende che la tecnologia del calcestruzzo subisca cambiamenti significativi. Considerazioni di risparmio energetico e di risorse, problemi ambientali associati all'eliminazione di sottoprodotti minerali, oltre al costo continuamente in aumento del cemento portland, garantiranno l'uso sempre maggiore nel calcestruzzo di cenere volante, di scorie, di silice colloidale condensata e di altri sottoprodotti minerali. Per l'anno 2000 si useranno normative su base statistica con o senza clausole di penalità/premi per assicurare che il calcestruzzo consegnato al cantiere risponda ai requisiti richiesti di resistenza meccanica e di durabilità. Le prove accelerate di resistenza meccanica verranno sempre più usate sia per il controllo routinario che per quello di accettazione. Prenderà inoltre piede l'uso di prove di materiale in opera senza bisogno di demolire. I prossimi vent'anni rappresentano una opportunità e una sfida, c'è da augurarsi dunque che l'industria del calcestruzzo sfrutti questa opportunità e raccolga questa sfida.

BIBLIOGRAFIA SELEZIONATA

- I. Abdun-Nur, Edward A. "Incentive Specifications for Concrete", ACI Concrete International, Vol. 4, No. 9, September 1982, pp. 20-24
- II. Anon. "Proceedings International Conference on Slag and Blended Cements", University of Alabama, Birmingham, 1982 (Available from James R. Nelson, Director of Continuing Education, University of Alabama, Birmingham).
- III. ASTM Standard C684, "Making Accelerated Curing and Testing of Concrete Compression Test Specimens", ASTM Book of Standard, Part 14, 1979.
- IV. Berry, E.E. and Malhotra, V.M. "Fly Ash for Use in Concrete: A Critical Review", Journal, ACI, Proceedings, Vol. 77, No. 2, March-April 1980, pp. 59-73.
- V. Bellander, Ulf. "Experiences with Silica Fume in Ready-Mixed Concrete", published in BML Report 82.610, Division of Building Materials, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, Norway, February 1982, pp. 257-264.
- VI. Cook, James E. "Research and Applications of High-Strength Concrete Using Class C Fly Ash", ACI Concrete International, Vol. 4 No. 7, July 1982, pp. 72-80.
- VII. Covey, James N. "Required Quality Control for Fly Ash in Portland Cement Concret", ACI Concrete International, Vol. 4, No. 7, July 1982, pp. 11-15.
- VIII. Cabrera, J.G. and Cusens, A.R. (Editors). "The use of PFA in Concrete", Proceedings, International Symposium, University of Leeds, England, May 1982, 355 pp.
- IX. Diamond, Sidney (Editor). "Effects of Fly Ash in Cement and Concrete", Proceedings MRS Symposium, Boston, November 16-18, 1981, 331 pp.
- X. Fulton, F.S. "The Properties of Portland Cement Containing Milled Granulated Blast Furnace Slag", The Portland Cement Institute, Johannesburg, 1974.
- XI. Gjorv, Odd E. and Land, Kjell E. (Editors). "Condensed Silica Fume in Concrete", Report BML 82.610; Division of Building Materials, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, February 1982, 293 pp. (Most papers are in Norwegian with summaries in English).

- XII. Hogstad, Ola. "Experiences from Ready-Mixed Production of Silica Concrete", published in BML Report 82.610, Division of Building Materials, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, Norway, February 1982, pp. 287-293.
- XIII. Idorn, G.M. "International Aspects of Development of the Uses of Fly Ash with Cement", Proceedings, MRS Symposium of Effects of Fly Ash Incorporation in Cement and Concrete", Boston, November 16-18, 1981, pp. 244-259.
- XIV. Keyser, J.H. "Facteurs Qui Influencent l'Uniformité et la résistance du Béton", Néton du Québec, Association du Béton du Québec, Congrès, 1969.
- XV. Keyser, J.H. "How Fair in Fair Enough?" - A critical review of ASTM Standard C94, Specifications for Ready-Mixed Concrete, 1980. (Paper under preparation).
- XVI. Keyser, J.H. "Durability of Materials and Construction", Durability of Building Materials and Components. ASTM STP 691. American Society for Testing and Materials, 1980.
- XVII. Komper, Reider. "Practical Experiences with Silica Concrete in the Field", Published in BML Report 82.610, Division of Building Materials, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, Norway, February 1982, pp. 253-256.
- XVIII. Lapinas, R.A. "Accelerated Concrete Strength Testing by Modified Boiling Method", American Concrete Institute, Special Publication SP-56, 1978, pp. 75-94.
- XIX. Malhotra, V.M. and Carette, G.G. "Silica Fume Concrete-Properties, Applications and Limitations", CANMET Divisional Report MRP/MSL 82-54 (OP&J), Energy, Mines and Resources Canada, Ottawa, May 1982, 23 pp.
- XX. Malhotra, V.M. "Use of Mineral Admixtures for Specialized Concretes", CANMET Division Report MRP/MSL 82-91 (OP) Draft, Energy, Mines and Resources Canada, Ottawa, September 1982, 22 pp.
- XXI. Malhotra, V.M. "Strength and Freeze Thaw Characteristics of Concrete Incorporated Granulated Blast Furnace Slag", CANMET Report 79-38, Energy, Mines and Resources Canada, Ottawa, July 1979, 21 pp.
- XXII. Malhotra, V.M. "Contract Strength Requirements - Cores Versus In-Situ Evaluation", Journal, Am. Con. Institute, April 1977; pp. 163-172. Discussion, October 1977, pp. 521-529.

- XXIII. Malhotra, V.M. (Editor), American Concrete Institute, Special Publication SP-56, "Accelerated Strength Testing", 1978, 319 pp.
- XXIV. Malhotra, V.M. and Berwanger, C. "Boiling Method for Estimating 28-day Strength of Concrete at a Ready-Mixed Concrete Plant", Journal, American Concrete Institute, December 1971, pp. 96'-967
- XXV. Malhotra, V.M. "Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods", ACI Monograph No. 9. American Concrete Institute. Detroit, Michigan, 1976.
- XXVI. Malhotra, V.M. and Carette, G.G. "In-Situ Testing for Concrete Strength", CANMET Report 79-30, Energy, Mines and Resources Canada, Ottawa. May 1979, 20 pp.
- XXVII. Manz, O.E. "Ash Production and Utilization in the World", Paper No. EP/SEM 71 R. 51, Prepared for United Nations Economic Commission for Europe, Geneva, May 1982, 17 pp.
- XXVIII. Manz, O.E. "Review of International Specifications for Use of Fly Ash in Portland Cement Concrete", Proceedings Vol. 1, Sixth International Ash Utilization Symposium, Reno, Nevada, July 1982, pp. 235-245.
- XXIX. Mehta, P.K. and Gjorv, O.E. "Properties of Portland Cement Concrete Containing Fly Ash and Condensed Silica Fume", Cement and Concrete Research Journal, Vol. 12, No. 5, 1982, pp. 587-595.
- XXX. Meusel, J.W. and Hogan, F.J. "Evaluation for Durability and Strength Development of a Ground Granulated Blast Furnace Slag", ASTM Journal Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 3, Nov. 1981, pp. 40-52.
- XXXI. Ryan, W.G.J. "The Use of Fine Ground Granulated Blast Furnace Slags in Concrete", Civil Eng. Trans, The Inst. Eng. CE 11:1:88-96, Australia, 1969.
- XXXII. Skrastins, J.I. and Zoldners, N.G. "Ready-Mixed Concrete Incorporating Condensed Silica Fume", Paper to be presented at the First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete, Montebello, Quebec, 1983.
- XXXIII. Smolczgk, H.G. "Use of Blast Furnace Slag Cement in Reinforced and Prestressed Concrete", Paper presented at the 6th International Steel Making Day, Paris, 1977 (original in German/French).
- XXXIV. Spellman, L.U. "Granulated Blast Furnace Slag as a Mineral Admixture", ACI Concrete International: Design and Construction, Vol. 4, No. 7, July 1982, pp. 66-71.
- XXXV. Tobin, Kenneth E., "The Ready-Mixed Concrete Industry in the U.S.A.", Proceedings VI International Ready-Mixed Concrete Congress - ERMCO, Brussels, Belgium, 1980.

TUBO IN CALCESTRUZZO AD ARMATURA DIFFUSA

MASSIMO MARIANI

Ingegnere Civile
Vianini Industria S.p.A.
ROMA

SOMMARIO

Viene presentato un nuovo tipo di tubo in ferro cemento, adatto per trasporto d'acqua a pressioni notevolmente più elevate di quelle caratteristiche dei tubi in calcestruzzo ordinario di corrente produzione: è descritto il metodo di fabbricazione, le peculiari caratteristiche, i risultati delle prove eseguite.

SUMMARY

A new type of ferrocement pipe is introduced, for water conveyance at considerably higher pressures than the ones conventional reinforced concrete pipes can withstand: a description follows of the manufacturing method, of peculiar features and the results of tests carried out.

Dopo alcuni anni di ricerche e sperimentazioni, la Vianini Industria S.p.A., del Gruppo Vianini, ha realizzato, ottenendone il brevetto nei principali Paesi industrializzati, un tubo in calcestruzzo ad armatura diffusa che, pur essendo costituito da materiali di corrente impiego quali il ferro e il calcestruzzo, presenta peculiari caratteristiche di novità; tale tubo rappresenta, nell'opinione di chi scrive, un valido esempio dell'evoluzione delle strutture in calcestruzzo armato verso forme di più efficace utilizzazione delle capacità di resistenza dei materiali, e come tale può essere di interesse per quanti, progettisti, costruttori ed utilizzatori, seguono il continuo progresso di questo campo della tecnica.

E' opportuno premettere che la realizzazione del manufatto di cui trattasi ha seguito un processo sostanzialmente sperimentale, in quanto è stata attuata nell'ambito di una ditta costruttrice che, a parte la specifica esperienza nel campo delle tubazioni in calcestruzzo, dispone di adeguati impianti ed attrezzature di fabbrica-

zione e collaudo, e di laboratori attrezzati per i controlli qualitativi; d'altra parte, il tubo è una struttura soggetta a schemi di carico estremamente semplici e ben definiti, sicchè l'approccio sperimentale, attraverso prove a pressione, schiacciamento, flessione longitudinale, consente un immediato ed esauriente giudizio dei risultati man mano ottenuti. La presente nota risente ovviamente di questa impostazione generale della ricerca.

Il TAD (tubo ad armatura diffusa) è un tubo in cemento armato caratterizzato dal fatto di avere le armature, trasversale e longitudinale, costituite da un elevatissimo numero di fili continui, di acciaio di diametro molto piccolo; uniformemente distribuiti nello spessore di parete; la diffusione dell'armatura dà luogo alla formazione di un materiale composito che presenta elevate caratteristiche di resistenza, specie nei confronti delle sollecitazioni di trazione, e determina perciò eccezionali prestazioni dei tubi TAD qualificandoli per l'impiego in un campo di pressioni di gran lunga più ampio di quello dei tubi in cemento armato ordinario attualmente in produzione, campo finora riservato a tubi di più complessa costituzione, quali i tubi precompressi, o di materiale più costoso, come i tubi di acciaio.

Inoltre, l'elevata resistenza specifica del composito consente di realizzare pareti di spessore molto sottile, adeguate a tubi di piccole dimensioni, sicchè il campo di applicazione dei TAD può essere esteso a diametri inferiori a quelli di normale impiego dei tubi di cemento armato, e tipici del cemento amianto, della ghisa, delle materie plastiche.

Un manufatto di tali prestazioni presenta un evidente interesse, sia concettuale che pratico, in quanto modifica sostanzialmente i criteri di impiego dei tubi in calcestruzzo.

E' noto infatti che il calcestruzzo offre elevate resistenze a compressione, ma molto limitata resistenza a trazione, sicchè nel cemento armato questa resistenza viene integralmente affidata al ferro, che lavora praticamente soltanto previa fessurazione del calcestruzzo. Di conseguenza, nelle strutture tese in cui non è accettabile la presenza di fessure, come i tubi, le sollecitazioni di trazione devono essere contenute entro il ristretto limite di resistenza del calcestruzzo, e il ferro lavora a tassi molto bassi, svolgendo soltanto una funzione di ripartizione; ne deriva un campo di applicazione molto ridotto, oltre il quale, almeno per quanto attiene ai tubi, si ricorre abitualmente alla precompressione del calcestruzzo.

E' peraltro anche noto che la capacità del calcestruzzo di trasferire le sollecitazioni al ferro e di seguirne le deformazioni senza fessurarsi aumenta con l'aumentare della superficie specifica di contatto tra i due materiali, ossia con la diffusione del ferro nel calcestruzzo. Con elevati tassi di diffusione si può realizza-

re un materiale composito che presenta, all'atto della prima microfessurazione, resistenza superiore a quella della malta con cui è confezionato e, superato tale limite, reagisce alle sollecitazioni di trazione con un processo di arresto e dispersione delle microfessure, così da mantenere inalterata la sua funzionalità fino a sollecitazioni molto prossime a quelle di rottura dell'armatura metallica.

Studi teorici hanno consentito di definire i parametri che determinano la resistenza alla prima fessurazione e quella finale del materiale composito, il cui comportamento, allo stato attuale degli studi, può esser calcolato addirittura con più precisione di quanto non sia possibile fare per le strutture in cemento armato tradizionali, in quanto la diffusione dell'armatura comporta una omogeneizzazione del materiale che esclude la presenza di difetti localizzati.

Con simili presupposti teorici, quanto mai incoraggianti, era ipotizzabile una notevole e rapida diffusione delle strutture in ferrocemento. Peraltro si sono incontrati notevoli ostacoli di carattere tecnologico, in particolare per la difficoltà di posizionare esattamente le armature sottili nell'interno delle strutture, e di mantenerle in posizione nel corso del getto del calcestruzzo; si è ripiegato sull'impiego delle reti, con le relative notevoli limitazioni, e delle fibre di acciaio, da mescolare al calcestruzzo già in fase di impasto, rinunciando al posizionamento delle armature secondo la direzione delle sollecitazioni; alcuni tentativi di orientare le fibre a mezzo di sistemi elettro-magnetici hanno avuto scarsi risultati, e non hanno superato la fase sperimentale di laboratorio.

Di conseguenza, l'impiego del ferrocemento e del fibrocemento si è andato orientando verso strutture a parete sottile (ed anche intonaci di gallerie, pavimentazioni industriali, ecct) alle quali si richiede una generica buona resistenza a trazione, ma non una specifica resistenza a sollecitazioni unidirezionali.

Anche nel campo dei tubi sono stati fatti analoghi esperimenti, con analoghi risultati; tubi centrifugati con impasti additivati di fibre di acciaio hanno fornito ovviamente resistenze superiori ai tubi simili armati con ferro tondo di grosso diametro; ma stante il fatto che solo una piccolissima parte delle fibre, disposte a caso, contribuisce alla resistenza nelle direzioni di sollecitazione, trasversale e longitudinale, il quantitativo di fibra è troppo elevato, e il suo impiego troppo costoso, per consentire la commercializzazione di simili manufatti.

Nel tubo TAD questi problemi sono stati perfettamente risolti; il macchinario di fabbricazione consente di utilizzare fili continui e di disporli esattamente nelle posizioni volute (in linea di massima, ma non necessariamente, secondo le direzioni principali di sollecitazione) con spaziature precise e perciò con una diffusione

omogenea, tale da garantire il buon comportamento del materiale composito.

I tubi vengono fabbricati mediante proiezione continua di calcestruzzo di pezzatura sottile su un mandrino rotante, e contemporaneo avvolgimento di un fascio di fili, che restano inglobati nel calcestruzzo, e costituiscono l'armatura trasversale del tubo; ad intervalli regolari, viene tessuto tra appositi ancoraggi provvisori disposti sulle testate del mandrino un altro fascio di fili, che costituiscono l'armatura longitudinale. Una volta proiettato sul mandrino un numero di strati di calcestruzzo sufficiente a raggiungere lo spessore voluto, la fabbricazione del tubo è terminata; il tubo passa alla stagionatura accelerata, al termine della quale è pronto per la spedizione a destino.

Il sistema di fabbricazione presenta:

- una eccezionale versatilità, in quanto consente di realizzare tubi di qualsiasi spessore, con qualsiasi quantitativo di ferro inglobato, di qualsiasi lunghezza compresa entro la lunghezza del mandrino, con estremità sagomate per la formazione di qualsiasi tipo di giunto.
- la possibilità di realizzare in qualsiasi punto del tubo ringrossi di spessore, o zone maggiormente armate, per inserire derivazioni, attacchi per scarichi, sfiati, ecct.
- la possibilità di disporre su una qualsiasi superficie (interna, intermedia, esterna alla parete) strati di materiale speciale (ad esempio resine) per dotare il tubo di particolari caratteristiche di resistenza contro agenti aggressivi,
- una notevole economicità, determinata dalla semplicità dell'impianto e delle attrezzature, e dalla concentrazione dell'intero ciclo di fabbricazione in una unica operazione.

Questa nota è peraltro intesa ad illustrare, in particolare, i risultati delle prove eseguite.

La sperimentazione sui tubi è stata preceduta da uno studio del calcestruzzo di pezzatura minuta, tale da consentire la formazione di strati di spessore ridotto fino a 3 + 4 mm: il calcestruzzo deve poter essere proiettato senza dar luogo a fenomeni di selezione, deve risultare immediatamente autoportante, omogeneo, compatto, così da presentare ridottissime porosità e permeabilità, insieme ad una elevata resistenza meccanica. Si è alla fine adottato un calcestruzzo con elevato dosaggio di cemento (fino a circa 700 Kg/mc) e un ridotto rapporto acqua-cemento (circa 0,28).

Sono seguite prove su travetti ed anelli di calcestruzzo, armati con diversi dosaggi di ferro, e provati i primi a trazione pura e a flessione, i secondi a trazione e a schiacciamento; per le armature sono stati utilizzati fili dei diametri di 0,8 e 1 mm, con carico di rottura superiore ai 90 Kg/mm². Particolarmente interessanti

ti sono risultate le prove a trazione sugli anelli, per le quali è stata studiata una apposita attrezzatura capace di mettere in trazione gli anelli stessi a mezzo di pressione idraulica impartita attraverso una camicia di gomma; l'attrezzatura ha consentito di studiare il comportamento del composito fino alla fase di collasso, con sollecitazioni uniformemente distribuite su tutta la struttura, ed evitando le difficoltà e le incertezze che sarebbero state determinate dalle fuoriuscite d'acqua attraverso le microfessure man mano innescate nel corso delle prove.

Tutte queste prove preliminari, eseguite con l'assistenza di un Istituto Universitario, hanno confermato che il composito reagisce alla sollecitazione di trazione mediante il processo di progressiva diffusione delle microfessure, e hanno fornito i primi dati relativi alla relazione che lega dosaggi di ferro e resistenza del composito, consentendo una precisa individuazione delle sollecitazioni di prima microfessurazione e dei rapporti tra sollecitazioni di prima microfessurazione e sollecitazioni di collasso.

Si è poi passati alle prove sui tubi, in particolare su tubi Ø 500 mm, e successivamente 800 mm; al momento attuale sono stati prodotti, sempre in forma sperimentale, oltre duecento tubi di tali diametri che hanno consentito, in fasi successive:

- la messa a punto del macchinario sperimentale, che è attualmente in grado di produrre tubi lunghi 5 m, di caratteristiche sufficientemente rispondenti ai dati di progetto, anche se risultati ancora migliori si attendono dall'impiego del macchinario definitivo completamente automatizzato, attualmente in fase di avanzata progettazione,
- la sperimentazione di armature costituite da reti prefabbricate, nastri metallici e simili, alle quali si è poi rinunciato perchè mal si accoppiano con il sistema di getto del calcestruzzo per proiezione, dando luogo a vuoti nell'interno dello spessore di parete, che riducono le caratteristiche di resistenza del composito,
- la sperimentazione di armature costituite da fasci di fili continui disposti secondo eliche inclinate rispetto all'asse del tubo, che hanno fornito buoni risultati per quanto attiene alla resistenza trasversale, ma risultati scarsi in senso longitudinale, oltre a difficoltà di ordine tecnologico connesse con il movimento di andata e ritorno del carrello alimentatore dei fili d'armatura,
- infine, per quanto riguarda le armature, la sperimentazione di armature, longitudinale e trasversale, tra loro indipendenti, che sono quelle attualmente impiegate, in quanto è risultato che la più efficace collaborazione tra ferro e calcestruzzo si ottiene disponendo le armature esattamente nella direzione delle sollecitazioni principali,

- la sperimentazione di diversi tipi di giunti; sono stati fabbricati tubi con estremità lisce per giunto ad anello esterno, tubi con estremità a bicchiere in spessore di parete (per giunti ad anello interno), infine tubi con estremità a bicchiere e cordone per giunto con anello in gomma. Tutti questi tipi di giunzione sono risultati perfettamente realizzabili, e di ottime caratteristiche di tenuta, determinate dalla precisione delle dimensioni e dalla levigatezza delle superfici, ottenibili con la proiezione contro cassaforma metallica di materiale sottile e molto ricco di cemento.

Dal punto di vista della resistenza a pressione interna, i risultati delle prove, opportunamente elaborati, hanno consentito di stabilire la relazione intercorrente tra dosaggio di ferro diffuso e sollecitazioni di trazione all'atto dell'innescare della prima fessurazione; è risultato che:

- il calcestruzzo dei tubi, non armato, resiste ad almeno 60 Kg/cm² di trazione,
- dosaggi di ferro fino all'1,5% (rapporto in volume ferro/cemento) non comportano un apprezzabile aumento della resistenza del calcestruzzo alla prima microfessurazione,
- aumentando il dosaggio del ferro oltre l'1,5% la resistenza cresce con il dosaggio di ferro, fino a raggiungere i 150 Kg/cm² circa con dosaggi dell'ordine del 4,5% (dosaggi superiori non sono stati sperimentati, perchè difficili a realizzare e, allo stato attuale degli studi, presumibilmente non utili per tubi di corrente impiego),
- un altro risultato particolarmente interessante delle prove a pressione è stata la constatazione che, superata la pressione di prima microfessurazione, ed entrando nel campo di pressioni in cui il fenomeno delle microfessure si va progressivamente estendendo all'intera superficie del tubo, le fessure stesse danno luogo ad un ridottissimo passaggio d'acqua, (che assume l'aspetto di un trasudo diffuso, con assoluta assenza di zampilli o altre manifestazioni di perdita concentrata) e tendono a stagnarsi con eccezionale rapidità, sicchè la struttura nel suo insieme mantiene intatta la sua funzionalità; il fenomeno è presumibilmente dovuto alla ridottissima ampiezza delle fessure, e all'elevato dosaggio di cemento; l'andamento delle prove fa presumere (anche se al momento la cosa non è stata verificata) che, esattamente come constatato nei provini rotti a trazione, si arrivi al collasso della struttura soltanto per rottura a trazione dei fili d'armatura, e che sino a tale momento la struttura stessa, benchè microfessurata, si mantenga perfettamente stagna (dopo il breve periodo di trasudamento).

A titolo di esempio si cita il risultato di una serie di prove; tubi Ø 800, con spessore di parete di 50 + 55 mm, ed armatura tra

sversale in fili $\varnothing$ 0,8 mm con dosaggio di circa 2,7%, hanno presentato la prima microfessurazione oltre le 11 atm; aumentando la pressione interna, ed innescando il processo di diffusione e successiva autosigillatura delle microfessure, sono state superate le 20 atm, senza alcun cenno di collasso della struttura. Questi risultati confermano quanto anticipato in premessa, che cioè i tubi TAD sono qualificati per l'impiego in un campo di pressioni tipico dei tubi precompressi, e che anzi, ove si limiti la pressione di esercizio a quella di prima microfessurazione, presentano un margine di sicurezza alla rottura superiore a quello degli stessi tubi precompressi e paragonabile a quello dei tubi d'acciaio.

Per quanto riguarda la resistenza a flessione longitudinale, non è risultato necessario impegnare con le armature diffuse l'intero spessore di parete; armature costituite da filo $\varnothing$ 1,5 mm, disposte su soli due strati, hanno consentito di raggiungere, alla prova a flessione longitudinale, carichi di rottura quali richiesti dalle norme vigenti per i tubi precompressi e largamente superiori ai carichi richiesti per i tubi in c.a. ordinario.

Risultati in accordo con quelli sin qui esposti sono stati ottenuti su altre serie di tubi $\varnothing$ 800 dimensionati per diverse pressioni; si tratta di risultati ripetitivi, con scarti molto piccoli (inferiori a quelli rilevati nelle prove di tubi in calcestruzzo di altri tipi di corrente produzione), che perciò autorizzano un dimensionamento di tutti i tubi TAD, almeno in una gamma estesa dal $\varnothing$ 400 al $\varnothing$ 1000 (visto che le prove sono state fatte su $\varnothing$ 500 e $\varnothing$ 800), e per pressioni da 1 a circa 15 atm, che è poi la gamma di diametri e pressioni in cui il TAD risulta, anche economicamente, più competitivo e perciò di più facile introduzione sul mercato (pur tenendo presente che non esistono, da un punto di vista tecnico, limitazioni per una successiva estensione a diametri minori o maggiori).

Va ancora aggiunto che:

- le prove di schiacciamento hanno fornito risultati, alla fessurazione e alla rottura, di gran lunga superiori a quelli richiesti dalle vigenti norme, ed eccezionali valori della freccia d'inflessione, peraltro prevedibili in considerazione della elevata deformabilità del composito, che costituisce una caratteristica specifica del ferrocemento: questo comportamento consente di ipotizzare, per i tubi in opera, una interazione tubo-terreno particolarmente efficace,
- sono in corso, presso un Istituto Universitario, prove di resistenza alla corrosione di campioni di parete di tubi TAD; prove preliminari (e l'esame di tubi e campioni di parete lasciati esposti agli agenti atmosferici per oltre cinque anni) hanno comunque dimostrato che il calcestruzzo sottile, molto ricco di cemento, ed esente da crettature spontanee dovute a ritiro o effê-

ti termici, o urti (per la presenza dell'armatura diffusa), protegge perfettamente l'armatura stessa,

- questi risultati sono stati confermati dal comportamento di una breve condotta sperimentale, formata da tubi del $\varnothing$ 500 mm con estremità a cordone e bicchiere e anello di tenuta in gomma; la condotta è stata tenuta sotto pressione idraulica di 20 atm per alcuni anni, con rinterro limitato alla semicirconferenza inferiore, e per il resto esposta agli agenti atmosferici. I tubi, periodicamente controllati con adeguata strumentazione, non hanno mostrato alcuna perdita di resistenza per fatica, nè alcun insorgere di fenomeni di corrosione delle armature,
- non sono state a tutt'oggi eseguite prove intese a determinare il coefficiente di scabrezza della superficie interna dei tubi TAD: peraltro questa superficie, essendo realizzata per proiezione del calcestruzzo contro una cassaforma metallica, presenta una levigatezza eccezionale, che garantisce caratteristiche idrauliche migliori di quelle dei tubi in calcestruzzo fabbricati con i sistemi rotativi attualmente in uso.

Il tubo TAD è perciò sotto tutti gli aspetti pronto per l'impiego, in un campo molto ampio di diametri e di pressioni; le sue caratteristiche fanno presumere che la sua produzione su scala industriale modificherà sostanzialmente gli attuali criteri di scelta dei materiali tubolari per condotte.

STUDIO DI NUOVE METODOLOGIE DI COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO SEMPLICE OD ARMATO (*)

Ettore POZZO

Prof. Ordinario di Tecnica delle Costruzioni- Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università di CAGLIARI

SOMMARIO

Vengono qui proposte nuove metodologie volte ad una migliore razionalizzazione del controllo sperimentale del grado di sicurezza delle strutture in calcestruzzo semplice od armato, prima della loro messa in esercizio, ancora condotto con procedure troppo empiriche ed imprecise. In questa prima fase viene mostrato come in una struttura sia possibile valutare il livello di sforzo raggiunto nel calcestruzzo sfruttando talune peculiarità del suo fluage a tempi brevi, da noi recentemente messe in evidenza.

SUMMARY

The new methodologies we propose have been studied so as to arrive at a better rationalization of experimental control of the degree of safety in plain or reinforced concrete structures before putting them into use, in that the procedures now followed are still too empiric and imprecise. In this first phase it is shown how to evaluate the maximum stress level reached in concrete of a structure by exploiting certain short-term creep peculiarities that we have recently shown up.

1) PREMESSE

Le varie procedure usualmente impiegate per il controllo, mediante esami sperimentali, delle strutture in calcestruzzo semplice od armato prima della loro messa in esercizio sono ancora, occorre ammetterlo, troppo empiriche per consentire una valutazione sufficientemente precisa del grado di sicurezza della struttura esaminata. Tale motivo ci ha spinti ad impegnarci in una serie di indagini che hanno come obiettivo ultimo lo studio di nuove metodologie capaci di una migliore precisione ed affidabilità dei risultati, foca

(*) Indagine svolta con il contributo del C.N.R.

lizzando per ora l'attenzione sulla valutazione dello sforzo raggiunto nel calcestruzzo della struttura.

Una via che ci è parsa interessante a tal fine è quella di sfruttare le caratteristiche elasto-viscose del calcestruzzo -talvolta tantata, ma con risultati poco pratici od insicuri [I-II-III-IV] - che implica la misura di deformazioni, o frecce, protratta per un sufficiente periodo di tempo.

E qui si è subito presentata la necessità di approfondire la conoscenza delle caratteristiche reologiche del nostro materiale, segnatamente quelle elasto-viscose relative a fenomeni di breve durata (per intenderci, dell'ordine delle ore, o decine di ore). Tale fenomenologia è infatti assai meno nota di quella che si sviluppa invece su basi di tempi più lunghi, sulla quale si è molto sperimentato con indagini finalizzate a risolvere il problema della determinazione degli effetti viscosi nelle strutture in cemento armato, iperstatiche o precomprese.

Così, i numerosi modelli reologici proposti, anche complessi (di Burgers, di Cowan, di Ross, di Torroja-Paez, di Flügge, di Hansen, di Gopalakrishnan-Neville-Ghali, di Glucklich, ecc. [IV] e le relazioni empiriche del CEB, di Evang-Kong, di Troxell-Raphael-Davis, ecc.) [V] messi più che altro a punto per interpretare fenomeni su un arco di tempo piuttosto ampio, difficilmente sono in grado di darci una descrizione sufficientemente dettagliata e precisa del fluage nei primissimi periodi che seguono l'applicazione di un carico.

Viene comunque ammesso per il calcestruzzo una struttura a nucleo ereditario e se $p_{hk}(i)$ indica le componenti di sforzo relative alla parte elastica del fenomeno e $p_{hk}(t)$ quelle al tempo t , allora

$$p_{hk}(t) = p_{hk}(i) + \int_{\tau_0}^t p_{hk}(\tau) K(t, \tau) d\tau$$

dove t indica il tempo attuale e τ quello di applicazione del carico e dove

$$K(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \left[E_i(t) \left(\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right) \right] \quad \text{per } h = k$$

$$K(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \left[G_i(t) \left(\frac{1}{E(\tau)} + D(t, \tau) \right) \right] \quad \text{per } h \neq k$$

essendo $E_i(t)$, $G_i(t)$ il modulo elastico istantaneo al tempo t , rispettivamente longitudinale e trasversale, e $C(t, \tau)$, $D(t, \tau)$ due funzioni rappresentative del fluage.

Dette relazioni si semplificano però sensibilmente se osserviamo che, data la piuttosto rapida stabilizzazione dei moduli elastici (specie, come avverte Mamillan, se la stagionatura avviene in aria [VI]), possiamo approssimativamente scrivere, almeno per calcestruzzi non troppo giovani

$$G_i(t) = \frac{E_i(t)}{2(1 + \nu)}$$

$$E_i(t) = E$$

ed ancora

$$D(t, \tau) = 2(1 + \nu) \cdot (C(t, \tau))$$

In questo caso p_{hk} viene ad essere completamente determinato non appena definita la $C(t, \tau)$, detta *creep function* (*fonction de fluage*).

Le proposte relative alla forma della creep function sono invero numerose. Alcune di esse, come le "power functions" (Straub, Shank, Saliger, Friedrich, ecc.), le "double power functions" (Bažant-Osman), e le "logarithmic functions" (Hansen, U.B. Bureau of Reclam., ecc.) rispettivamente della forma, indicando con t^0 l'età del calcestruzzo al carico

$$C \sigma^A \tau^B$$

$$C \tau^{-A} (t - \tau)^B$$

$$F(t^0) \ln(1 + \tau)$$

portano a valori indefinitamente crescenti nel tempo. Altre, come le "exponential functions" (Thomas, Dischinger, L'Hermite, Arutyunyan, Lyse, McHenry, Mitzel, Czechoslovak Code, Erzen, ecc.) e le "hyperbolic functions" (Ross, Lorman, Ali-Kesler, ecc., impiegate poi da Neville, Torroja, Soviet Code, ecc.), rispettivamente del tipo

$$1 - \exp \left[-F(\tau) \right]$$

$$\frac{\tau}{A + B\tau} ; \quad A + B/\tau$$

tendono invece ad un limite finito [IV-V]. Tutte queste relazioni (eccetto la prima) ipotizzano un legame lineare tra sforzi e deformazioni differite ed hanno una validità limitata a sforzi sufficientemente lontani dalla resistenza σ_u del calcestruzzo, cioè se

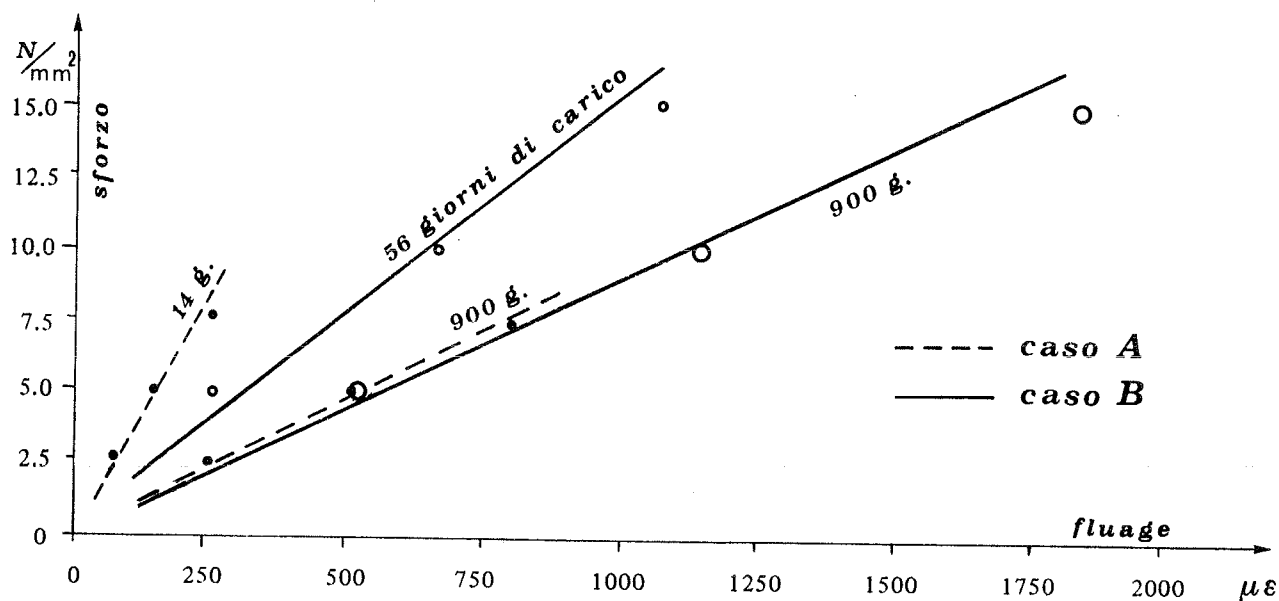
$$\varphi = \frac{\sigma}{\sigma_u} \leq \bar{\varphi}$$

dove $\bar{\varphi}$ è il limite oltre cui cessa la linearità.

Le peculiarità reologiche del calcestruzzo per fenomeni che si sviluppino su tempi sufficientemente ampi sono ormai piuttosto note, ma vedremo come talune di esse si ritrovino anche nei fenomeni viscosi relativi a carichi di breve durata (che ci interessano da vicino [VII]).

2) FLUAGE DEL CALCESTRUZZO, ANCHE IN RELAZIONE AL LIVELLO DI SFORZO

Osserviamo innanzitutto come i numerosi controlli sperimentali effettuati confermino una buona proporzionalità tra sforzi e deformazioni differite, purchè lo sforzo non superi certi livelli. Ad esempio, dai risultati di un recente studio di Mamillan-Savin in Fig. 1 [VIII] si vede come gli scarti dalla proporzionalità sono veramente contenuti, specie se lo sforzo non supera all'incirca il valore di 12.5 N/mm^2 , cioè poco oltre $\varphi = 0.4$, dato che la resistenza



Proporzionalità tra sforzi e deformazioni differite.

CASO A : carico a 7 giorni;

CASO B : carico a 28 giorni, con metà carico da 7.

Fig. 1

(Mamillan-Savin)

del calcestruzzo valeva $\sigma_u = 21.9 \text{ N/mm}^2$ a 7 giorni e 29.9 N/mm^2 a 28 (la stagionatura era in aria).

Vediamo ora di soffermarci un momento sul *principio di sovrapposizione* di Boltzmann ⁽¹⁾, il quale afferma che l'intervento di una nuova causa non influenza gli effetti dovuti a precedenti cause; principio che, come osserva Persoz, non implica necessariamente la proporzionalità [IX]. Si tratta quindi, evidentemente, di sovrapposizione di effetti dovuti a cause *successive* e non *simultanee* ⁽²⁾. Ad uno sforzo del tipo

$$\sigma(t) = \sigma_0 H(t - \tau_0)$$

corrisponde quindi la deformazione

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 C(t - \tau_0)$$

dove

$$H(t - \tau_0) = 0 \quad \text{per } t < \tau_0$$

$$H(t - \tau_0) = 1 \quad \text{per } t > \tau_0$$

rappresenta la funzione di Heaviside [VIII]. Più in generale, per una sequenza di sforzi

$$\sigma(t) = \sum_1^n H(t - \tau_i) \Delta \sigma_i$$

la deformazione risulta

$$\varepsilon(t) = \sum_1^n C(t - \tau_i) \Delta \varepsilon_i$$

La risposta è "invariante" ad una traslazione del tempo, caratteristica di materiali che ammettono proprietà costanti nel tempo. Se ci riferiamo al grafico di Fig. 2, il principio di sovrapposizione assicura che le deformazioni dovute ad una variazione di sforzo $\Delta \sigma$, positiva o negativa, al tempo τ' è la medesima se al tempo τ' è presente, o meno, uno sforzo σ_0 , cioè assicura che : $\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon'$.

(1) Formulato nel 1874 in generale ed applicato poi da McHenry al calcestruzzo nel 1943.

(2) Chè, altrimenti, comporterebbe di per se stesso la proporzionalità. I corpi lineari ammettono l'additività di Boltzman, mentre non tutti i corpi boltzmanniani sono lineari.

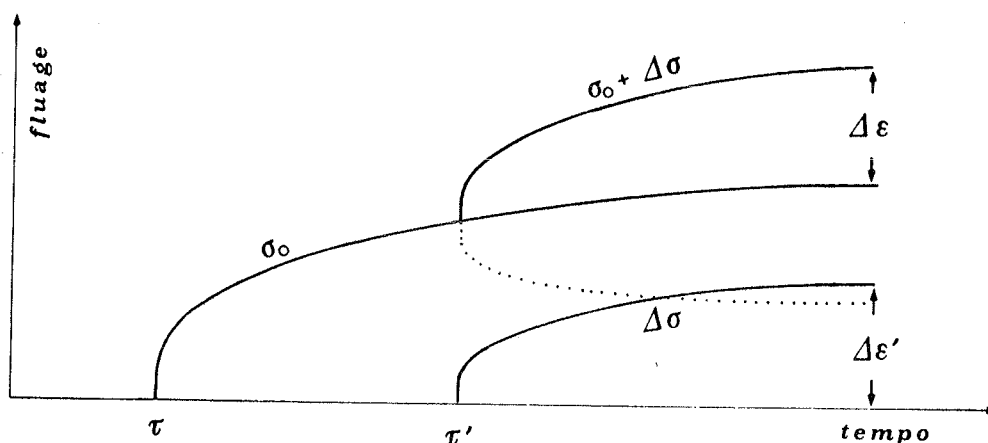


Fig. 2

Principio di sovrapposizione

Tale principio è da tempo oggetto di studi e verifiche sperimentali, da quelle del U.S.B. of Recl. nel 1953, di Davies nel '57 a quelle di Polivka-Pirtz-Adams, di Kimishima, di Neville, di Roll, ecc. [IV-X], sino alle più recenti, come quella di Mamillan-Savin dell'81 [VIII].

Orbene, sembra ormai accertato che il principio di sovrapposizione tende a sovrastimare il *recupero*, cioè le deformazioni che seguono un decremento di sforzo, come è ad esempio mostrato dai risultati di Kimishima-Kitahara in Fig. 3 [XI]. In presenza invece di incrementi di sforzo, la deformazione calcolata risulta normalmente un po' inferiore a quella sperimentale, ma con scarti percentuali abbastanza limitati (come appare ad esempio nei risultati di Mamillan-Savin).

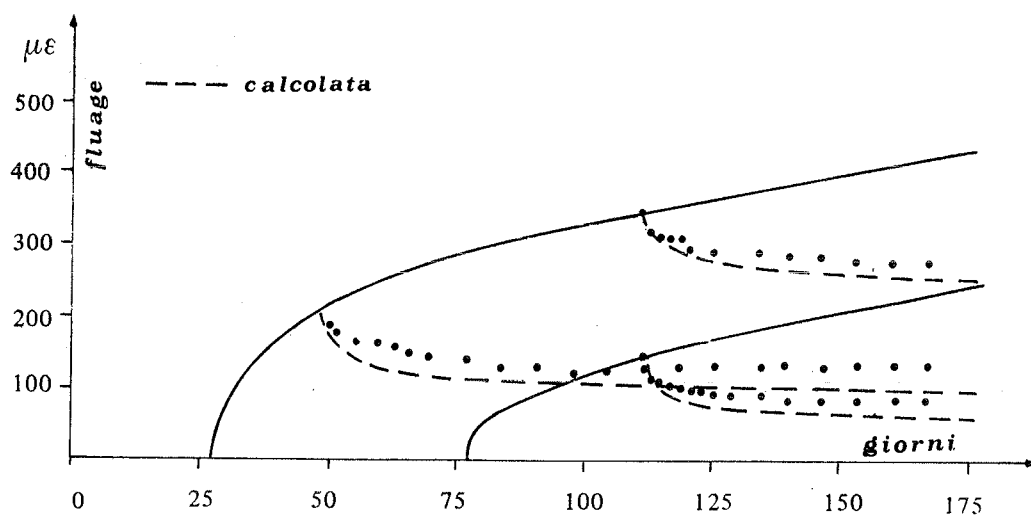


Fig. 3 (Kimishima-Kitahara)

Controllo del principio di sovrapposizione in presenza di decrementi di sforzo

lan-Savin in Fig. 4), spesso dell'ordine di grandezza della dispersione dei dati, tanto che taluni sperimentatori concludono affermativamente circa la verifica di tale principio [VIII].

Per i nostri fini è anche interessante considerare il limite $\bar{\varphi}$ dello sforzo oltre cui viene a mancare la linearità tra sforzi e deformazioni differite che, per ora, confonderemo con quello in cui inizia a cadere in difetto anche il principio di sovrapposizione.

Diciamo subito che sul suo valore i vari Autori non si trovano in accordo; ad esempio, Jensen-Richart, per carichi brevi, trovano ~ 0.6 ed altrettanto nota Le Camus per calcestruzzi stagionati in aria al 75 % di U.R; Reichard trova ~ 0.5 , o poco oltre; per Arutyunyan $\bar{\varphi}$ vale 0.5 e qualcosa di simile trova Mamillan per stagionatura in acqua, ma solo $0.35 \div 0.40$ per stagionatura in aria; a Mamillan-Savin, con stagionatura in aria, appare linearità sino a $\varphi = 0.4 \div 0.5$ e Jones-Richart trovano poi un po' oltre 0.4 per carichi di un minuto; Wagner, sulla scorta dei risultati di numerosi sperimentatori, conclude su circa 0.4 e Dutron su $0.3 \div 0.4$ [IV-VI].

Sembra comunque che le condizioni di stagionatura giochino un ruolo piuttosto importante, nel senso che una stagionatura più

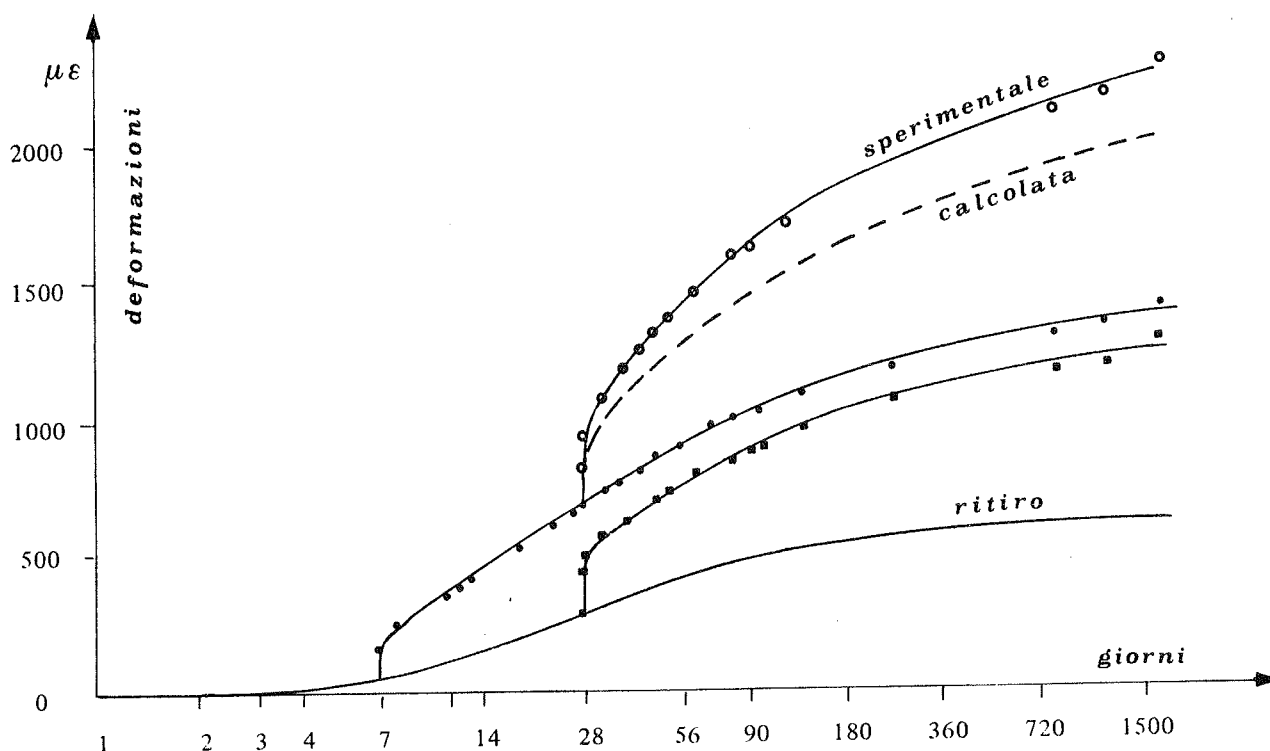


Fig. 4 (Mamillan-Savin)

Controllo del principio di sovrapposizione in presenza di incrementi di sforzo

secca abbasserebbe il valore di $\bar{\varphi}$, anche se è difficile dire una parola definitiva; pure l'eterogeneità potrebbe avere una qualche influenza, mentre la durata del carico, pur limitata a periodi anche brevi, non pare avere una sensibile influenza (anche se, occorre dirlo, talvolta è parsa una certa dipendenza [IV]). L'Hermitte e Mamillan concludono che il valore di $\bar{\varphi}$ non varia apprezzabilmente anche riducendo la durata del carico a pochi giorni [XII] e Le Camus riferisce di aver trovato valori pressochè eguali per carichi di 10, 100 o 1000 giorni.

La Fig. 5, che riporta i risultati di Gvozdev, [XIII] ed il grafico di Fig. 6, da noi tracciato con i risultati di Mamillan [VI] (relativi a calcestruzzi caricati a 28 giorni) evidenziano quanto detto ed indicano anche quanto fortemente aumentino le deformazioni differite allorchè gli sforzi superano un certo limite.

Fig. 5 (Gvozdev)
Entità del fluage in relazione al valore del carico.

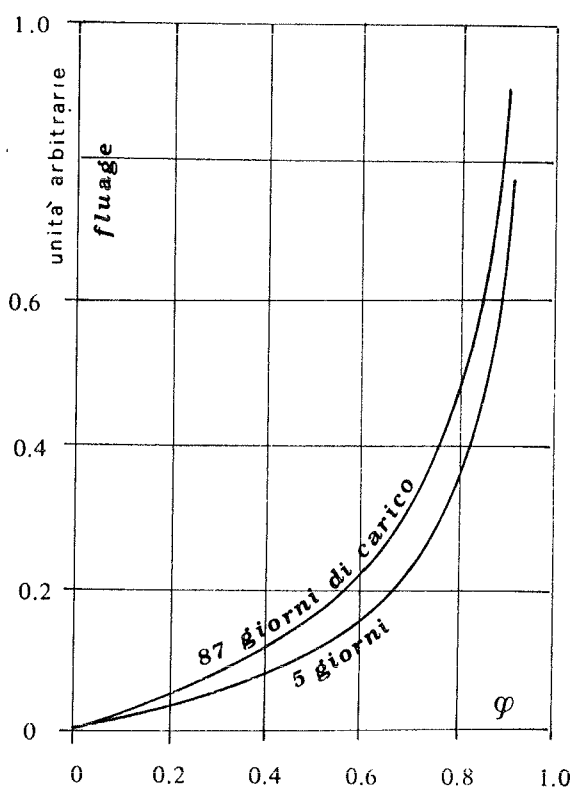
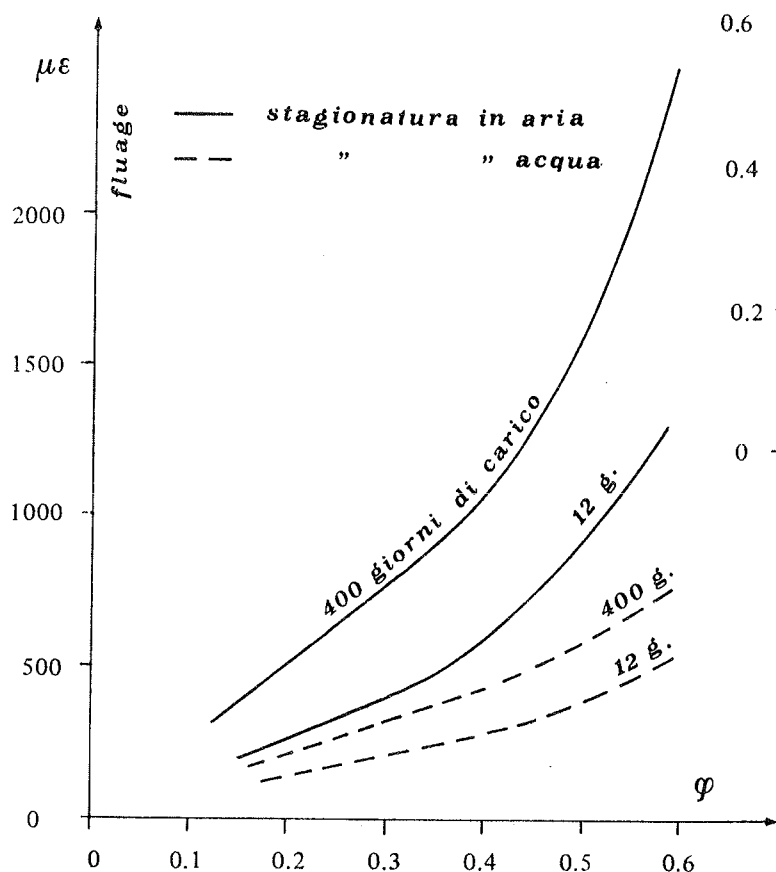


Fig. 6 (Mamillan)
Entità del fluage in relazione al valore del carico.

3) NOSTRI RISULTATI SUL FLUAGE A TEMPI BREVI DI CALCESTRUZZI GIOVANI

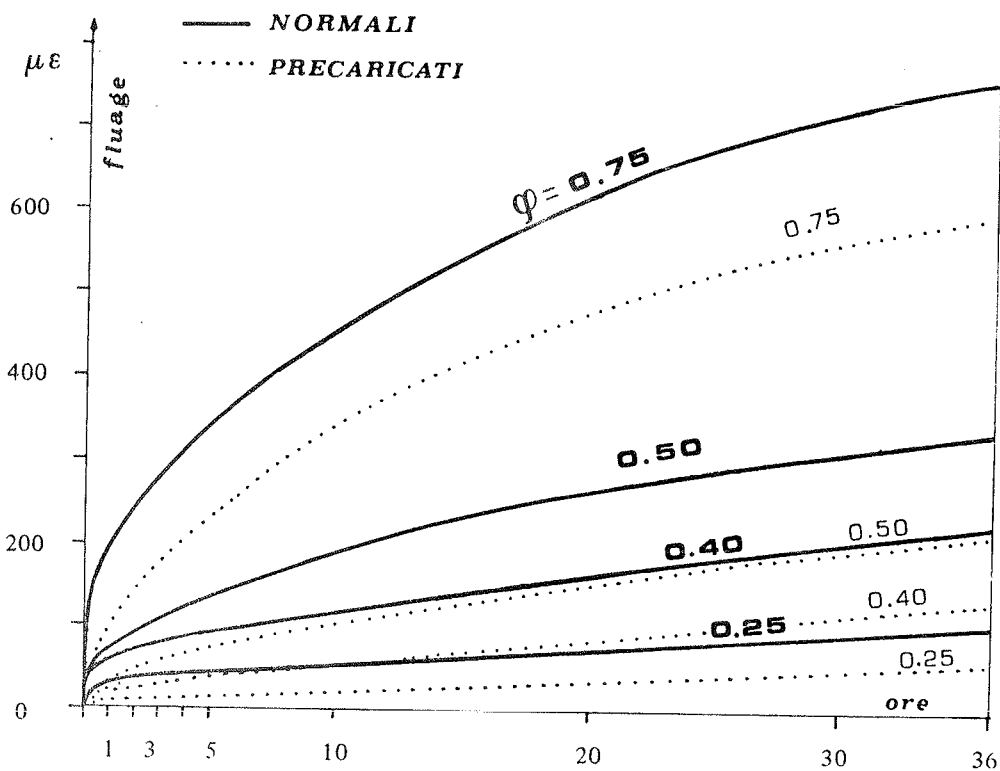
Nelle nostre prime indagini sperimentali sul fluage del calcestruzzo (giovane) a tempi brevi sono state poste in evidenza talune interessanti peculiarità sull'andamento delle deformazioni viscosi per i diversi livelli di carico; peculiarità che potevano venire sfruttate al fine di valutare gli sforzi esistenti nel calcestruzzo di una struttura [XIV]. Poichè però la gamma di calcestruzzi su cui si era agito era stata troppo ristretta, occorreva appurare se la estrema variabilità che tale materiale presenta in realtà non potesse vanificare tale possibilità.

Si trattava quindi di accertare, tra l'altro, se, almeno suddividendo il calcestruzzo in gruppi *omogenei*, per classe, età e stagionatura, l'entità della dispersione dei dati non fosse eccessiva ed inoltre se, per caso, un certo precarico (facile a presentarsi nella pratica costruttiva) non potesse mutare sostanzialmente l'andamento dei fenomeni.

Sono state allora condotte nuove indagini, sempre su provini (15x15x46 cm) soggetti a compressione monotensionale, su gruppi di calcestruzzi diversificati, per confezione, inerti, granulometria, quantità di cemento e stagionatura; per taluni gruppi, i provini avevano poi subito un precarico di $\varphi = 0.50$ per 12 giorni [XV].

In Fig. 7 abbiamo, ad esempio, in valor medio le deformazioni differite (depurate da quelle "quasi istantanee") ottenute su una prima serie H di 4 gruppi di 7 provini ciascuno, con resistenza nominale di 38.2 N/mm^2 , nei quali la diversificazione prima detta era dovuta al tipo di inerti, alla quantità di cemento (da 300 a 330 kg/m^3), al rapporto a/c (da 0.45 ad oltre 0.48), alla percentuale di U.R. nella stagionatura in aria (dal 50 ad oltre il 70) per 28 giorni dopo 5 giorni di stagionatura umida, e dove la resistenza variava di circa 6 N/mm^2 . In Fig. 8 sono poi i risultati di prove analoghe condotte su provini di altra serie, indicata con K, con resistenza di $27.5 \text{ N/mm}^2 \pm 5$.

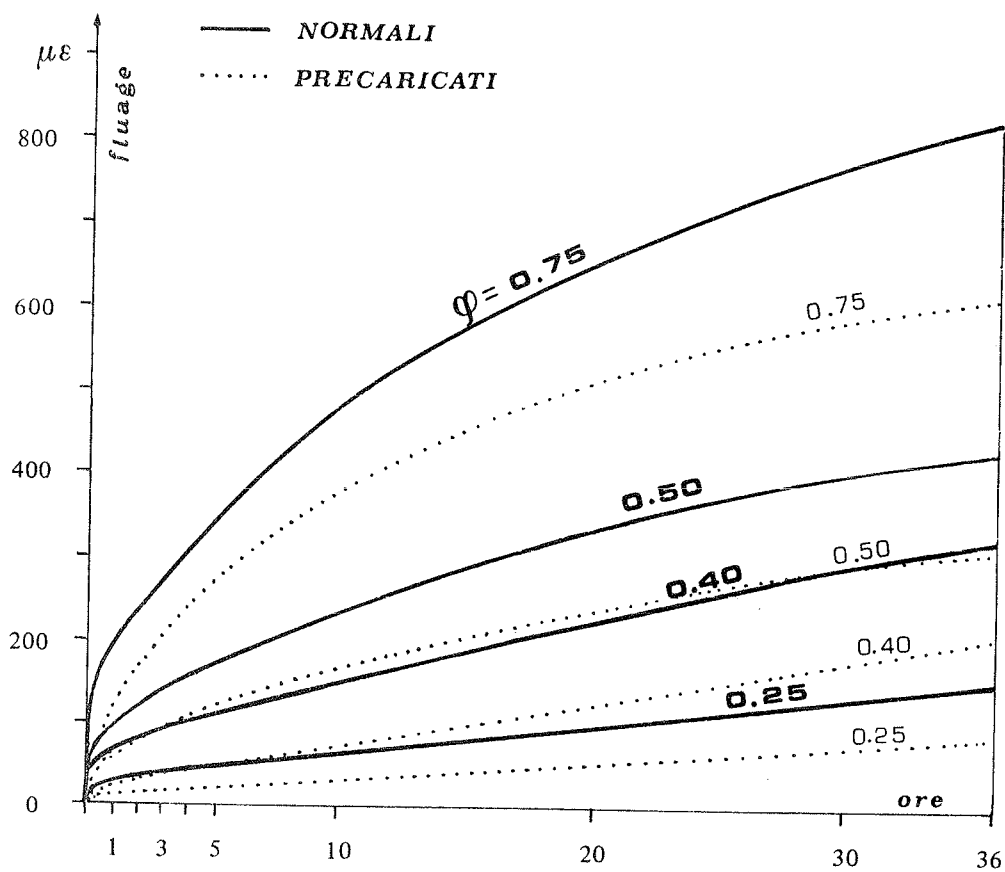
L'andamento del fluage sviluppatosi sotto carichi di breve durata, come si vede, presenta quindi una propria identità per ogni livello di sforzo agente; identità, che nelle prove da noi condotte non è mai apparsa compromessa dalla dispersione dei dati.



SERIE H

Fig. 7

Andamento del fluage per livelli di sforzo diversi.



SERIE K

Fig. 8

4) PRIMA METODOLOGIA PROPOSTA

Se per i vari momenti della prova di carico, misurate le deformazioni (o frecce) differite, ne calcoliamo le velocità $\dot{\epsilon}$ per ciascun livello di sforzo, otteniamo un diagramma del tipo di Fig. 10, ricavato ad esempio per le prove condotte sui provini della serie H.

Tale diagramma mette in chiara evidenza come, dopo un primo periodo dalla messa in carico (sede, tra l'altro, di una maggiore dispersione di dati) le velocità si mantengono pressochè costanti nell'arco dell'intera prova per sforzi contenuti entro circa $\varphi = 0.40$; mentre, per sforzi superiori, il fluage mostra gradienti nel tempo, via via più vistosi con l'aumentare del livello di sforzo.

Questo ci ha permesso di individuare un certo parametro ψ che appare altamente indicativo per rivelare lo sforzo esistente nel calcestruzzo, poichè assume un valore caratteristico per ogni livello di sforzo in ogni gruppo di calcestruzzi "omogenei". Esso vale

$$\psi = \frac{\dot{\epsilon}_i}{\dot{\epsilon}_f}$$

dove $\dot{\epsilon}_i$ indica la velocità del fluage dopo un certo tempo dalla messa in carico (ad esempio, 2÷3 ore) e $\dot{\epsilon}_f$ quella alla fine della prova.

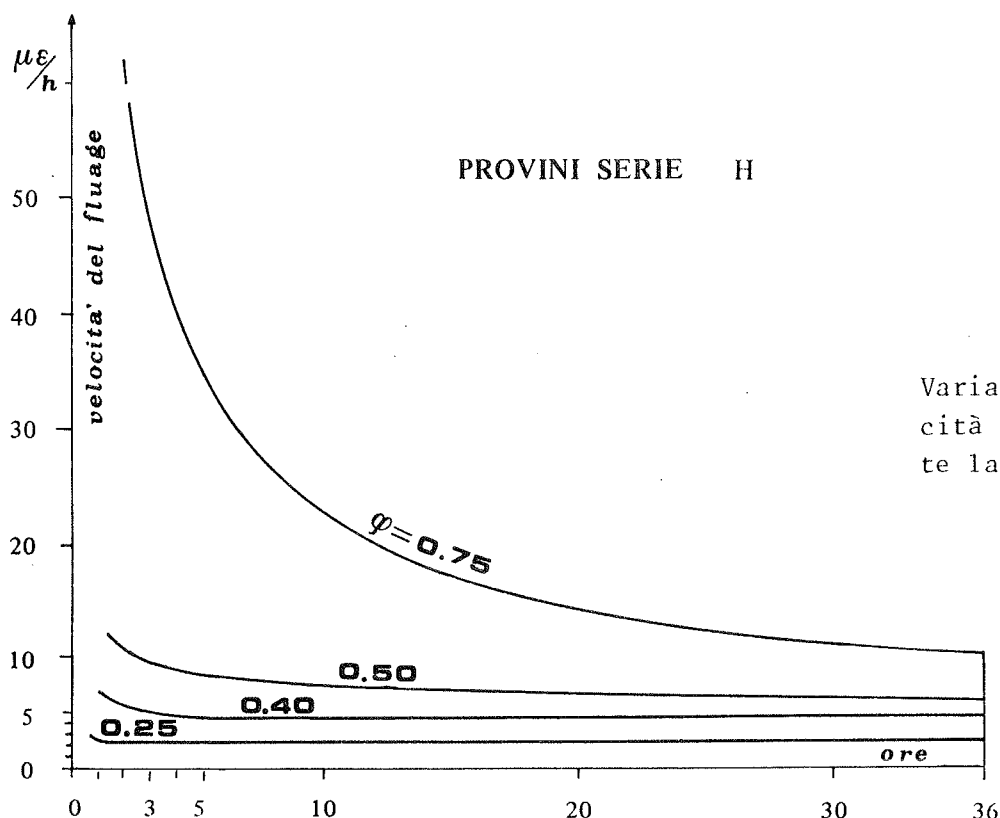


Fig. 10

Se infatti calcoliamo il valore di ψ , ad esempio, alla 3⁰ ed alla 36⁰ ora, si ha

$$\begin{array}{llll} \text{per } \varphi = 0.25 : & \psi & = (2.5/2.4) & \simeq 1.0 \\ " \quad \varphi = 0.40 : & \psi & = (5.5/5.3) & \simeq 1.0 \\ " \quad \varphi = 0.50 : & \psi & = (9.5/6.5) & = 1.5 \\ " \quad \varphi = 0.75 : & \psi & = (48/10) & = 4.8 \end{array}$$

Dunque, se in una prova di carico il valore di ψ risulta assai vicino all'unità si può concludere che lo sforzo nel calcestruzzo è contenuto entro circa il 40 % del carico di rottura; se superiore, esso indica di quanto lo sforzo supera tale livello.

Ci preme notare che, mentre l'entità del fluage può notoriamente risultare assai differente a seconda del tipo e storia del calcestruzzo, il valore di ψ ne risulta invece assai meno influenzato, e questo agevola notevolmente la pratica attuazione della procedura proposta (tra l'altro, perchè riduce sensibilmente il numero dei gruppi di calcestruzzi "omogenei" che occorrerebbe considerare).

5) SECONDA METODOLOGIA PROPOSTA

L'osservazione delle peculiarità del fluage a tempi brevi nel calcestruzzo e le caratteristiche con cui in esso si manifesta il principio di sovrapposizione ci hanno suggerito anche un'altra procedura per determinare il massimo sforzo esistente nel calcestruzzo. Si tratta di una particolare prova di carico condotta sulla struttura in due fasi successive, ambedue della medesima durata, dove il carico nella seconda fase è doppio che nella prima.

Misurate allora le deformazioni, o frecce, differite, trascurando quelle "quasi istantanee" (o, nella prima fase, anche quelle che si manifestano prima di un breve periodo dalla messa in carico) si ottiene un grafico del tipo di Fig. 11, nel quale misureremo le ϵ_1 e le ϵ_2 come indicato (il tratto A-B è in pratica sensibilmente rettilineo). Il valore del rapporto

$$\xi = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1}$$

è in grado, vedremo, di informarci sul livello tensionale raggiunto.

Sono stati allora confezionati, per 5 volte, 7 provini di calcestruzzo di tipo commerciale e con caratteristiche un po' diversi-

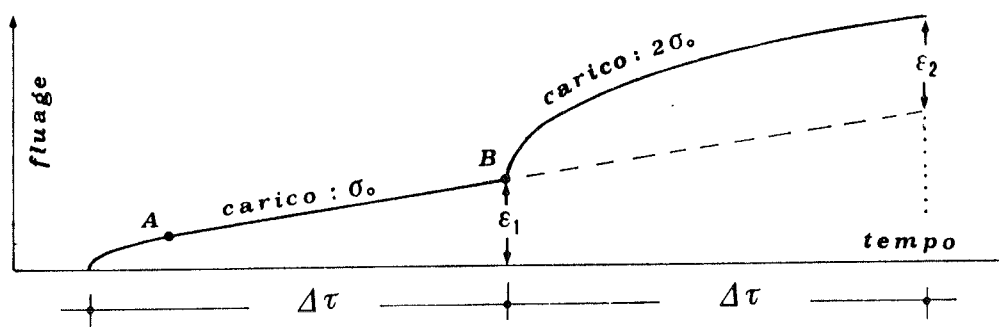


Fig. 11

ficcate tra loro, ottenendo 5 gruppi eguali. La diversità cui s'è accennato riguardava, gli inerti, la quantità di cemento (da 300 a 340 kg/m³), il rapporto a/c (da 0.44 a 0.47), la percentuale di U.R. (da 50 a 70) nella stagionatura che è avveniva in aria per 70 giorni, dopo 5 giorni di stagionatura umida, ed infine la resistenza di ± 6 N/mm². La resistenza media per ciascun gruppo è risultata 37.1 N/mm.

Condotte le prove di carico secondo quanto indicato, con fasi di 24 ore ciascuna, la prima con carico σ_0 e la seconda $2\sigma_0$, si sono ottenuti i risultati visibili in Fig. 12 (dove la linea più marcata indica il valore medio). Nel prospetto riportato figurano poi il livello di carico e le relative ϵ_1 , ϵ_2 .

	PRIMA FASE		SECONDA FASE	
	carico: σ_0	ϵ_1	carico: $2\sigma_0$	ϵ_2
1 ⁰ PROVA	0.15	67	0.30	73
2 ⁰ PROVA	0.20	87	0.40	93
3 ⁰ PROVA	0.25	135	0.50	202
4 ⁰ PROVA	0.35	170	0.70	585

Calcolando ora i valori di ξ per ogni livello di sforzo raggiunto, si ottiene

$$\text{per } \sigma_{\max} = 0.30 : \xi = (73/67) = 1.1$$

$$\text{" } \sigma_{\max} = 0.40 : \xi = (93/87) = 1.1$$

$$\text{" } \sigma_{\max} = 0.50 : \xi = (202/135) = 1.5$$

$$\text{" } \sigma_{\max} = 0.70 : \xi = (585/170) = 3.4$$

Se dunque risulta un valore di ξ eguale, o assai vicino all'unità, si può concludere che lo sforzo massimo nel calcestruzzo non ha superato il 40% circa del carico di rottura; se maggiore, dal suo valore è possibile conoscere di quanto tale limite è stato superato.

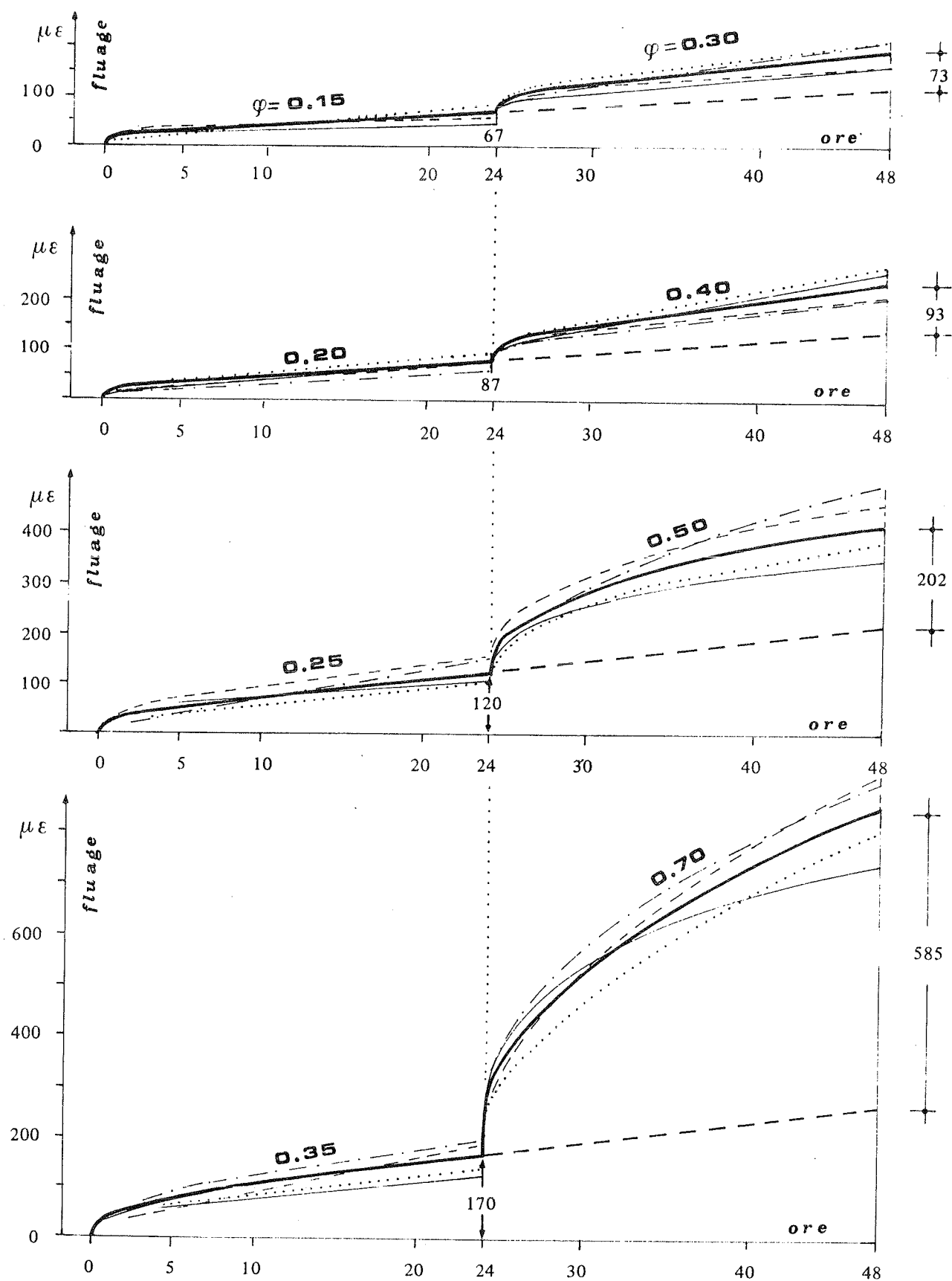


Fig. 12

Andamento del fluage nelle due fasi della prova di carico.

6) CONCLUSIONI

Le due metodologie che proponiamo sfruttano talune peculiarità del fluage a tempi brevi del calcestruzzo (da noi recentemente evidenziate) per rivelare, in questa prima fase di studio, il livello di sforzo raggiunto nel calcestruzzo di una struttura, prima della sua messa in esercizio.

Una prima metodologia prevede una prova di carico della durata di 24÷36 ore, durante la quale vengono progressivamente misurate le deformazioni, o frecce, differite; il rapporto ψ tra la velocità del fluage in due distinti momenti della prova indica se lo sforzo nel calcestruzzo è contenuto entro il 40 % circa del suo carico di rottura, ovvero di quanto supera tale limite. Una seconda, si basa invece su una particolare prova di carico condotta in due fasi successive, di eguale durata, dove il carico nella seconda fase è doppio che nella prima; il rapporto ξ tra una determinata quota di fluage misurato nelle due fasi rivela (similmente a ψ) il livello tensionale esistente nel calcestruzzo.

Abbiamo infatti mostrato, operando in regime monotensionale, come in ogni gruppo *omogeneo*, per tipo, età e stagionatura, di calcestruzzi "giovani" (quali quelli da noi sperimentati) ψ o ξ assumono un valore caratteristico per ogni livello di sforzo agente. Essi inoltre, diversamente dal valore assoluto del fluage, sono assai meno influenzati da variazioni nel tipo e storia del calcestruzzo, e ciò agevola notevolmente la pratica attuazione delle procedure proposte.

Occorre ancora dire che nelle prove indicate -in fondo non più complesse di quelle usualmente eseguite nei collaudi se si eccettua una maggiore precisione nelle misure- è opportuno che il carico superi di una certa percentuale quello di progetto, specie se la struttura ha già subito carichi parziali non modesti.

Possiamo concludere osservando che le metodologie proposte, pur avendo ancora bisogno per una corrente utilizzazione di un notevole sforzo di messa a punto ed una più precisa definizione dei limiti di applicabilità, costituiscono comunque un concreto tentativo di razionalizzazione del problema, non ancora adeguatamente risolto, della valutazione del grado di sicurezza delle strutture in calcestruzzo semplice od armato, prima della loro messa in esercizio; e ciò è quanto paiono confermare i primi risultati di indagini che abbiamo in corso su elementi strutturali al vero di cemento armato, soggetti a regimi flessionali.

7) BIBLIOGRAFIA

- [I] GOSSCHALK-ADAM *Calculation of the principal stresses in concrete from measured strains* The Engineer 218, n.5683 - 1964
- [II] ENGLAND-ILLSTON *Methods of computing stress in concrete from a history of measured strain* Civil Engineering and P. Work Review 60, Part 1,2,3 - 1965
- [III] SZÖKE D. *RILEM International Symposium on in Situ Testing of Concrete Structures* Materials & Structures n.70, Vol. 12 - 1979
- [IV] NEVILLE A.M. *Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed* North-Holland Publ. Co , Amsterdam - 1970
- [V] KAJFASZ-SZULC *Approximation of experimental data by a creep functions* Materials & Structures, n. 18, Vol. 3 - 1970
- [VI] MAMILLAN M. *Evolution du fluage et des propriétés du béton* Ann.Inst Tech. du Batiment et des Travaux Pub.n.154 - 1970
- [VII] BROOKS-NEVILLE *Estimation long-term creep and shrinkage from shorth-term tests* Magazine of Concrete Research, n.90,Vol.27-1975
- [VIII] MAMILLAN-SAVIN *Étude expérimentale sur le fluage du béton. Vérification du principe de superposition* Materials & Structures , n. 81, Vol. 14 - 1981
- [IX] PERSOZ B. *Introduction à l'étude de la rhéologie* Dunod,Paris-1960
- [X] NEVILLE A.M. *Recovery of creep and observations on the mechanism of creep of concrete* Appl.Sci. Res. 9 - 1960
- [XI] KIMISHIMA-KITAHARA *Creep and creep recovery of mass concrete* Tech. Lab. , Central Research Inst. of Elect. P. Tokyo- 1964
- [XII] L'HERMITE-MAMILLAN *Further results of shrinkage and creep tests* Conf. on the Struc. of Concrete, Cement and Concrete Assoc. , London - 1968
- [XIII] GVOZDEV A.A. *Creep of Concrete* Mekhanika Tverdogo Tela,Moscow - 1966
- [XIV] POZZO E. *Comportamento reologico a tempi brevi di calcestruzzi giovani* II Congresso Nazionale AIMETA, Napoli,ott.-1974
- POZZO-REALI *First results on shorth-time loading rheological behaviour of different aged concretes* Atti Ist. Scienza Costr., Univ. Cagliari - 1974
- POZZO E. *Stress level estimation in concrete structures by experimental analyses* Colloquium RILEM-CISM,Udine,sett. 1974
- [XV] POZZO-PINNA *New experimental procedures to determine stress level on plain or reinforced structures* Ist.Scienza Costr. R.R. 38 - 1978
- POZZO E. *A new methodology for safety evaluation in reinforced concrete structures by experimental tests* Ist.Scienza Costr. R.R. 42 - 1978

IL RESTAURO STATICO DELLO STADIO COMUNALE DI LIVORNO

Cesare Rini - Ingegnere dirigente Ufficio Tecnico
del Comune di Livorno.-

Vincenzo Laudazi - Professore straordinario di Scienza
delle costruzioni all'Accademia Nava-
le di Livorno.-

SOMMARIO:

Si descrive sinteticamente lo stato di degrado delle strutture del vecchio Stadio Comunale e le modalità di intervento adottate per il suo risanamento eseguito con la tecnica dello spritz - beton. Si conclude con alcune osservazioni in merito alla tecnologia adottata ed alla sua affidabilità.

SUMMARY:

On describe sintetically the state of degrading of the Municipal Stadium structures and the intervention modalities adopted for its restoration out with the technique "Spritz-beton". On conclude with some observations as regards the adopted technology and its reliability.

1. INTRODUZIONE E CENNI STORICI.-

Nella presente memoria si illustra il progetto di risanamento e di adeguamento statico eseguito sulle strutture dello Stadio Comunale di Livorno, fortemente degradato dagli agenti atmosferici a causa della vicinanza al mare e della particolare conformazione che espone una vastissima superficie ai venti marini.

La conformazione in pianta è rilevabile in fig. 1. Si nota una disposizione ad anello con due curve orientate secondo l'asse Nord - Sud, una tribuna scoperta (Tribuna di Maratona) e una tribuna coperta (Tribuna A). Queste ultime hanno una capienza di 20.000 persone, 15.000 delle quali a sedere, con una superficie di circa 30.000 mq.; le due

gradonate rettilinee hanno una lunghezza di 90 m ciascuna e sono raccordate tra loro da due curve tracciate secondo un arco a tre centri con uno sviluppo esterno di 210 m.

L'atto di nascita dello Stadio Comunale di Livorno risale al 1932, anno in cui la Società "Livorno Sportiva" e gli Enti Locali livornesi bandiscono un appalto concorso per la sua realizzazione.

La Società S.A.I. Ferrobeton di Roma si aggiudica l'appalto dell'opera progettata dall'Arch. Raffaello Brizzi; i lavori prendono avvio il 2 aprile 1933.

I lavori si protraggono fino al settembre dello stesso anno, consentendo la realizzazione dei due tratti rettilinei delle tribune. Essi vengono sospesi per il Campionato di calcio 1933 - 34 e ripresi nell'estate del 1934; la costruzione delle due curve sud e nord termina nel febbraio del 1935 sotto la direzione dei lavori dell'Ufficio Tecnico Comunale. (1)

Una ricerca d'archivio ha consentito il ritrovamento di parte delle tavole originali del progetto architettonico e strutturale.

2. ACCERTAMENTO DELLO STATO DI DEGRADO E DELLA SITUAZIONE STATICA.-

2.1 Descrizione della struttura

Le strutture portanti dello Stadio sono costituite da portali contravversi inclinati su cui è impostata una gradonata avente alzata di cm 40 e spessore originario di cm 10 e pedata di cm 80 con spessore originario di cm 6. Una trave di coronamento interna impostata a quota di m 3,75 e una esterna a quota m 11,00 collegano perimetralmente le strutture.

Per l'accertamento quantitativo della situazione di degrado, peraltro qualitativamente evidente a una semplice ispezione visiva fu predisposto un semplice programma di prove avente lo scopo di accertare lo spessore della zona degradata per i vari elementi strutturali (travi, pilastri, solette) e le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali utilizzati.

Allo scopo furono eseguiti prelievi di carote dai pilastri e di elementi di soletta ricavati con sega diamantata (v. fig. 2) e furono sperimentalmente rilevati la resistenza caratteristica, il modulo di elasticità, il peso specifico, la percentuale di assorbimento di acqua in funzione del peso del provino e l'indice dei vuoti.

Le prove furono ripetute su prelievi effettuati in diverse zone e misero in evidenza uno spessore di degrado variabile da punto a punto, con caratteristiche meccaniche del materiale base tuttavia abbastanza uniformi.

A titolo esemplificativo si riportano nelle tabelle che seguono alcuni dei valori sperimentali ricavati. Significativi diagrammi $\sigma - \epsilon$ e rilevati su due provini estratti dalla soletta della gradonata con due prove successive e riportati nelle figure 3 e 4.

Per quel che riguarda la resistenza e compressione allo schiacciamento, quando possibile fu ricavata da una medesima carota sperimentando con provini di altezza pari al diametro e con provini di altezza doppia; alcuni dei valori ottenuti sono riportati nella tabella 2. Il quadro della situazione strutturale può essere riassunto punto per

punto come segue:

2.2 Tribuna (A)

La Tribuna (A) è ubicata in corrispondenza dell'ingresso principale; i telai portanti sono a due luci, con pilastri di dimensioni di cm 30x60 e 40x60. Sul pilastro posteriore si impostano le mensole portanti di copertura, aventi una luce netta di 12,40 m, sulle quali è impostato il solaio di copertura in laterizio poggianti su una sottostruttura in travi di legno.

La situazione del degrado strutturale delle mensole è notevolmente differenziata in funzione della posizione reciproca di esse; risulta infatti particolarmente accentuata per quelle di testata e per la trave di collegamento, mentre la protezione impermeabilizzante in copertura, e, nell'intradosso, la struttura in listelli di legno, hanno protetto il cls nelle altre travi.

Il degrado del copriferro ha posto a nudo l'armatura principale in acciaio costituita da $\varnothing$ 24. Tale degrado non ha però compromesso la stabilità delle travi.

L'impalcato, protetto dalle mensole, non ha subito gravi deterioramenti, salvo alcune situazioni di distacco del copriferro e conseguente ossidazione localizzata dell'armatura.

Analogo positivo giudizio è esprimibile anche per i telai di sostegno dei gradoni, in quanto protetti sufficientemente dai tamponamenti in muratura dei locali ricavati sotto le tribune.

2.3 Gradinate in curva

Le gradinate in curva, nord e sud, sono costituite da telai ad una luce con traversi inclinati posti a 4,5 m di interasse, aventi luce di m 3,80 ed uno sbalzo in corrispondenza del coronamento superiore ancora di m 3,80.

Tali curve sono suddivise in tre zone da 4 giunti di dilatazione. Lo stato di conservazione dei calcestruzzi e delle armature si presenta dovunque gravemente compromesso a causa della notevole influenza sul degrado dei venti dominanti provenienti dal mare, che, saturi di umidità, provocano in direzione nord-sud un'accentuata azione meccanica (abrasione) e chimica (deposito di sali ed attacco chimico del cls e armatura).

La presenza di inerti non idonei (si è rilevata la presenza di gabbri nel cls della curva Nord) ha favorito l'attacco chimico del cls (figure n. 5 e 6).

2.4 Tribuna (B)

E' la tribuna cosiddetta "di Maratona" ed è caratterizzata da un impalcato impostato su telai a tre luci nella zona centrale ed a due luci nei tratti laterali.

Al centro era ubicata una torretta, oggi demolita a causa del gravissimo stato di degrado in cui versavano le strutture.

2.5 Giunti di dilatazione, travi di coronamento, scale, murature

Gli 8 doppi telai di giunto presentano gravi deterioramenti dell'intradosso dei traversi e del fronte dei pilastri lato campo da gioco ed all'esterno dello Stadio.

L'aggressione diretta dell'acqua piovana, che scorreva all'interno del vano di giunto ($s = 20$ mm) ha fortemente compromesso l'integrità del cls di copriferro ed il conseguente distacco dello stesso ha causato l'aggressione dell'armatura metallica.

L'armatura di flessione del traverso inclinato di collegamento costituita da $\varnothing 24$, risulta ridotta a $\varnothing 10$ e presenta scagliette di ruggine di 5-7 mm di spessore; le staffe $\varnothing 8$ sono in più punti completamente corrose.

I pilastri presentano analoghe riduzioni di sezione, sia per i ferri d'armatura che per la staffatura.

A differenza quindi dei telai correnti, i telai di giunto allo stato attuale, non presentano più condizioni accettabili di sicurezza; si impone quindi un intervento radicale che ne ripristini il livello di servizio richiesto dalle norme vigenti.

Anche le due travi di collegamento in testata dei telai si presentano in condizioni precarie di conservazione con i ferri di armatura distaccati dal cls e la sezione delle staffe notevolmente ridotta.

Le scale di accesso alle tribune sono, per ciò che riguarda le strutture portanti, in condizioni critiche di efficienza statica, con le armature ridotte dalla ruggine e spesso in bando, incapaci di svolgere qualunque funzione statica.

In sintesi si può affermare che l'approfondimento medio del degrado del cls in tutte le strutture sottili ($s = 6$ cm soletta) e negli elementi costituenti i telai portanti ($s = 40 + 60$ cm) è dell'ordine di 2 - 3 cm al di sotto della superficie esterna.

Tale degrado è maggiormente accentuato lungo l'asse nord-sud (direzione dei venti di libeccio e tramontana).

2.6 Conclusioni sul degrado

L'entità del degrado dei calcestruzzi sopra ricordata è tale da compromettere il livello di servizio della soletta che non è più in grado di svolgere la funzione di sopportare il carico dinamico della folla compatta con livelli di sicurezza accettabili.

Le strutture costituenti le travi inclinate dei telai, i pilastri, le mensole della tribuna coperta, possono svolgere la loro funzione statica una volta ripristinati spessori di copriferro adeguati.

Per i telai di giunto e le scale di accesso è da prevedere un intervento radicale di risanamento e consolidamento statico.

3. GLI INTERVENTI DI PROGETTO.-

Come già osservato, le indagini preliminari hanno messo in evidenza che la maggior parte delle strutture di sostegno della gradinata assolvono ancora la loro funzione statica, eccezion fatta per alcuni portali tra quelli di maggior luce per i quali si è reso necessario un prudenziale rinforzo.

Totalmente non più affidabili sono risultate invece le gradinate nelle quali lo spessore del calcestruzzo non degradato si riduce a 1 o 2 cm quasi ovunque, mentre le orditure metalliche sono quasi per intero staccate e corrose.

Gli interventi di progetto sono stati così concepiti:

3.1 Gradonate

L'intervento di restauro consiste nel rifacimento delle solette con getto di calcestruzzo dello spessore di cm 5, utilizzando come supporto il getto esistente il cui spessore è stato ridotto a circa 2 ÷ 3 cm mediante scarificazione con martellina e sabbiatura idrica ad alta pressione. Il riporto di betoncino è stato effettuato con spruzzatura.

Bisogna subito sottolineare che l'utilizzazione di una malta comune porta facilmente all'insuccesso a causa del ritiro differenziale con il calcestruzzo indurito sottostante ed a causa delle variazioni termiche che agiscono in maniera nettamente differente sul supporto e sul materiale riportato.

Per interventi di ripristino di questo tipo occorre assicurare:

- 3.1.1. ritiro molto contenuto, meglio se assente e, in caso di riempimento di cavità, anche una leggera espansione;
- 3.1.2 adesione al calcestruzzo base;
- 3.1.3 aderenza alle orditure metalliche.

Infatti lo sforzo che nasce sulla malta in seguito alla maturazione a causa del ritiro risulta per essa di trazione e per il calcestruzzo di supporto di compressione. Tale sforzo è proporzionale al modulo di elasticità della malta ed alla sezione del riporto; per contenerne l'entità occorre ridurre lo spessore e utilizzare malte deformabili, le quali presentano anche accentuato il fenomeno del fluage, con effetti benefici sullo stato tensionale.

Le variazioni termiche provocano oltre agli sforzi di trazione o compressione dovuti alla diversa dilatazione tra lo strato riportato e quello di supporto, anche un ingobbamento del primo causato dalla distribuzione non uniforme della temperatura sullo spessore; se la malta non aderisce perfettamente sulla zona di separazione si innescava una micro fessurazione la cui ampiezza varia alternativamente con i cicli termici. Di qui la necessità dell'incollaggio tra il vecchio e il nuovo che può essere ottenuto mediante l'uso di resine acriliche o epossidiche.

Per quanto attiene al tipo di betoncino da riportare è stata abbandonata l'idea di utilizzare le malte reoplastiche, sia per l'alto costo, sia perchè queste avrebbero avuto caratteristiche elastiche diversissime da quelle del materiale da risanare.

Si è preferito utilizzare una malta additivata con resina acrilica in modo da garantire la formazione di getti più omogenei col vecchio e un comportamento strutturale uniforme.

Nella scelta degli additivi è stata tenuta presente la tecnica di messa in opera. Avendo previsto la spruzzatura con la tecnica dello spritz - beton, poichè si ha automaticamente introduzione di aria durante l'esecuzione, si è ritenuto buona norma evitare gli areanti per non diminuire eccessivamente la resistenza meccanica.

La durabilità nel tempo in relazione alle caratteristiche dell'ambiente è stata assicurata provvedendo all'eliminazione quasi totale della porosità attraverso un trattamento superficiale con cementi osmotici i quali, facendo precipitare tartrati o ossalati di calcio, occludono i pori, aumentano la compattezza superficiale e impe-

discono l'evaporazione e l'ingresso di acqua nel getto.

Per ridurre ulteriormente l'effetto del ritiro si è predisposta una armatura $\emptyset 4$ 10x10 a circa 2/3 dello spessore del getto e si è aggiunto all'impasto un espansivo avente la funzione di creare, a causa della pretensione indotta nell'orditura metallica, uno stato di coazione atto a contenere le tensioni dovute al ritiro.

Un intonaco protettivo impermeabile è stato predisposto anche nell'intradosso delle gradonate.

Le figure 5, 6 e 7 evidenziano sufficientemente le modalità esecutive.

3.2 Strutture portanti le curve

L'intervento di restauro statico dei telai ad una luce, costituenti le sottostrutture portanti le gradinate in curva, si limita al ripristino del copriferro ove si presenti ammalorato, previo trattamento con resina epossidica dei ferri d'armatura ossidati.

3.3 Strutture portanti la tribuna scoperta

L'intervento statico è su telai a 3 luci, per i quali si è reso prudentziale, oltre il ciclo previsto per i telai correnti di curva, un rinforzo con piastre metalliche per far fronte alle carenze di orditura riscontrate sui disegni dei progetti dell'epoca. (Fig.10)

La collaborazione strutturale della lamiera di rinforzo è affidata a tirafondi orizzontali colleganti le due anime della trave composta al getto dei traversi.

3.4 La fase esecutiva in cantiere

La realizzazione degli interventi di progetto volti al restauro degli elementi ammalorati ha posto in fase esecutiva rilevanti problemi in ordine all'esecuzione dei getti in considerazione anche della grande superficie da trattare.

Le caratteristiche del betoncino, richieste nel capitolato speciale di appalto sono state determinate mediante esami specifici preventivi volti ad ottenere un cls, prodotto nella centrale di betonaggio installata in cantiere, pompabile da quota 3,75 a quota 11,00 con una pompa avente una pressione in uscita di 6 atm distante da 10 a 30 m in orizzontale dalla pistola spruzzatrice, condizioni particolarmente gravose, ai limiti di targa.

Il cls ottimale risulta composto da 4,50 q di cemento pozzolanico titolo 325 kg/cm², 1,200 mc di inerti con additivo acrilico in ragione di 75 kg/mc, 150 l di acqua, 0,300 kg di espansivo metallico.

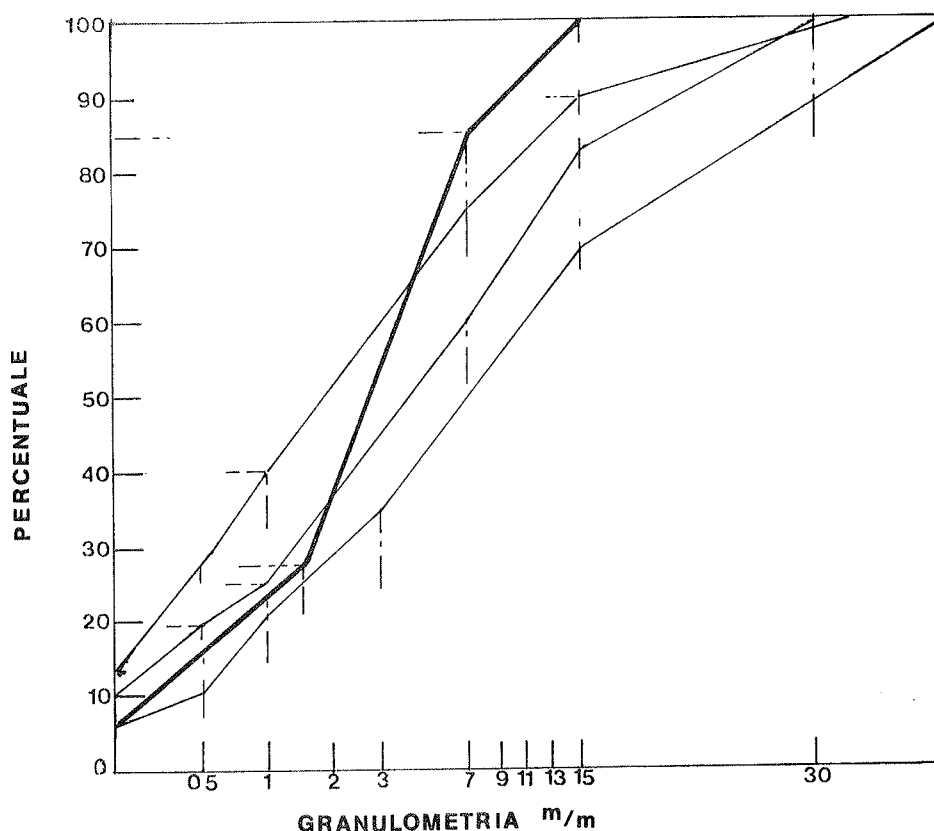
La curva granulometrica adattata è riportata nella fig. 3 e rientra nel caso previsto dalle DIN 1045 relative a miscele pompabili costituite da inerti da 0,2 a 30 mm.

Eseguita una serie notevole di prove sulla base degli inerti disponibili in Livorno, è stato scelto un misto naturale del quale si descrivono le caratteristiche:

VAGLIO	PESATE			NOTE
	1 kg.	11 kg.	%	
0,5	-	-	-	Prova eseguita su 1 dm ³ di misto granulare
2,0	0,300	0,350	18	
6,0	1,200	1,200	70	
15,0	0,200	0,200	12	
Tot.	1,700	1,750	100	

Questo è stato integrato con aggiunta di ghiaia frantumata, sabbia finissima di lago (0,2 ÷ 1,5 mm), sabbia di fiume (0,2 ÷ 7 mm). Ne è risultata una miscela avente le caratteristiche riportate in tabella:

DENOMINAZIONE	GRANULOMETRIA	PERCENTUALI
Sabbia fine	0,2 ÷ 2 mm	27,5
Inerte medio	2 ÷ 7	56,5
Inerte grosso	7 ÷ 15	14,0
		<u>100,0</u>



Miscela della curva in grassetto:

- Fine da 0,2 a 1,5 mm.		= 27,5%
- Medio da 2 a 7 mm.	58,5% + 27,5%	= 86 %
- Grosso da 7 a 15 mm.	14 % + 86 %	= 100 %

Il controllo della qualità dei calcestruzzi è stato effettuato secondo quanto previsto dal D.M. 26 marzo 1980; è stata verificata la lavorabilità mediante la valutazione dell'abbassamento del Cono d' Abrams che, mediamente, è risultato dell'ordine di 50 mm., cui corrisponde una classe di lavorabilità plastica S - 2 secondo la norma C. N.R.

Le prove di carico sui gradoni via via effettuate hanno evidenziato un comportamento elastico caratterizzato da bassa deformabilità di insieme e una esecuzione sufficientemente corretta dal punto di vista esecutivo.

4. CONCLUSIONI.-

L'intervento di restauro descritto consente alcune riflessioni sulla impostazione di progetto in relazione all'affidabilità della tecnica esecutiva.

E' indubbio che il riporto di malta richiede molta attenzione e maestranze altamente qualificate (gli errori di esecuzione possono essere fatali per la riuscita dell'intervento).

Nel caso in esame la spruzzatura è stata effettuata da ditta specializzata nel settore con esperienza pluriennale nello spritz-beton. Ciò nonostante sovente i getti hanno rivelato zone con lesioni superficiali su cui si è dovuto intervenire.

Per contro la non idoneità si manifesta tempestivamente permettendo un pronto rimedio.

In primo luogo occorre sottolineare il ruolo assunto dalle modalità di spruzzatura del calcestruzzo sul supporto.

Ciò è stato sperimentato direttamente prima di procedere all'esecuzione dell'intervento. Infatti l'appalto è stato suddiviso in due lotti, il primo dei quali, di soli 100 milioni, aveva lo scopo di sperimentare la tecnologia proposta.

In base alle prove effettuate nella prima fase sono state messe a punto le modalità esecutive. E' risultato infatti che il getto deve essere effettuato riportando per spruzzatura strati successivi di spessore costante compreso tra i 3 e i 4 cm; è opportuno introdurre la resina acrilica come additivo del calcestruzzo nella quantità già ricordata, ed il tempo che deve intercorrere tra le spruzzature successive non deve essere inferiore alle 4-5 ore.

Con queste modalità operative l'adesione tra gli strati risulta molto soddisfacente e il getto monolitico.

E' stato osservato che "passate" di spessore superiore o inferiore provocano quasi sempre la fessurazione.

Le dimensioni delle maglie delle reti di armatura ($\varnothing$ 4,10x10) si sono rivelate sufficienti a contenere il ritiro e gli sforzi termici quasi ovunque.

In conclusione, a giudizio degli scriventi la tecnologia adottata si rivela di basso costo rispetto alle tecniche alternative per l'eliminazione totale delle cassature e l'utilizzo di calcestruzzi ordinari, ma poco affidabile in ordine all'esecuzione, richiedendo una costante attenzione; infatti l'aggiunta di acqua per rendere più fluidi gli impasti (fig. 9), il riporto di spessori non ottimali in

fase di spruzzatura, la mancata tempestiva protezione dei getti freschi dal sole e dal vento e la mancanza di costante bagnatura delle superfici in maturazione sono elementi che compromettono facilmente la riuscita.

BIBLIOGRAFIA.-

- I) - Ilo Bianchi - Roberto Uccelli: "Lo Stadio di Livorno", nota tecnica sullo stadio, 1935, pag. 18.
- II) - Mario Collepari : "Scienza e tecnologia del calcestruzzo"- Hoepli - 1979.
- III) - Mario Collepari - M. Corradi - M.S. Guerra : "Proprietà degli impasti cementizi per il consolidamento ed il ripristino strutturale di costruzioni ammalorate"- Giornate AICAP 1977 - Venezia.
- IV) - M. Laudazi: "Considerazioni sulla tecnologia e durabilità dei calcestruzzi a proposito del progetto di risanamento delle strutture dello Stadio comunale di Livorno"- Stamperia comunale - 1981 - pag. 19.
- V) - C. Rini: "Il restauro statico e architettonico dello Stadio comunale" - Stamperia comunale - 1981 - pag. 28
- VI) - M. Mele: "La riparazione degli edifici danneggiati ed il rafforzamento delle strutture in cemento armato e in acciaio" - Giornate AICAP 1977 - Venezia - Parte I e II.

Tab I - Valori della resistenza e del peso specifico su provini di altezza D e 2D ricavati da medesime carote.-

Numero prel.	Resistenza kg/cm ²	γ (Kg/m ³)	Resistenza prismatica	γ
2	275,86	2.477	189,65	2.470
2	358,33	2.437	187,54	2.520
4	252,75	2.358	202,60	2.435
4	178,36	2.379	223,84	2.350
4	231,97	2.394	194,81	2.408

Tab II - Indice di assorbimento

CAMPIONE	Acqua assorbita kg	Indice di assor. %	Volume dm ³
1	0,0196	4,86	0,151
2	0,0449	4,49	0,142
3	0,0487	4,87	0,233

Tab III - Indice dei vuoti

CAMPIONE	V (m ³)	P/ γ (cm ³)	V _v (cm ³)	I _v
1	151	131	20	13,25
2	142	130	12	8,45
3	233	208	25	10,73



FIG. 2 - Il provino estratto con sega diamantata dalla soletta costituite la gradonata.-

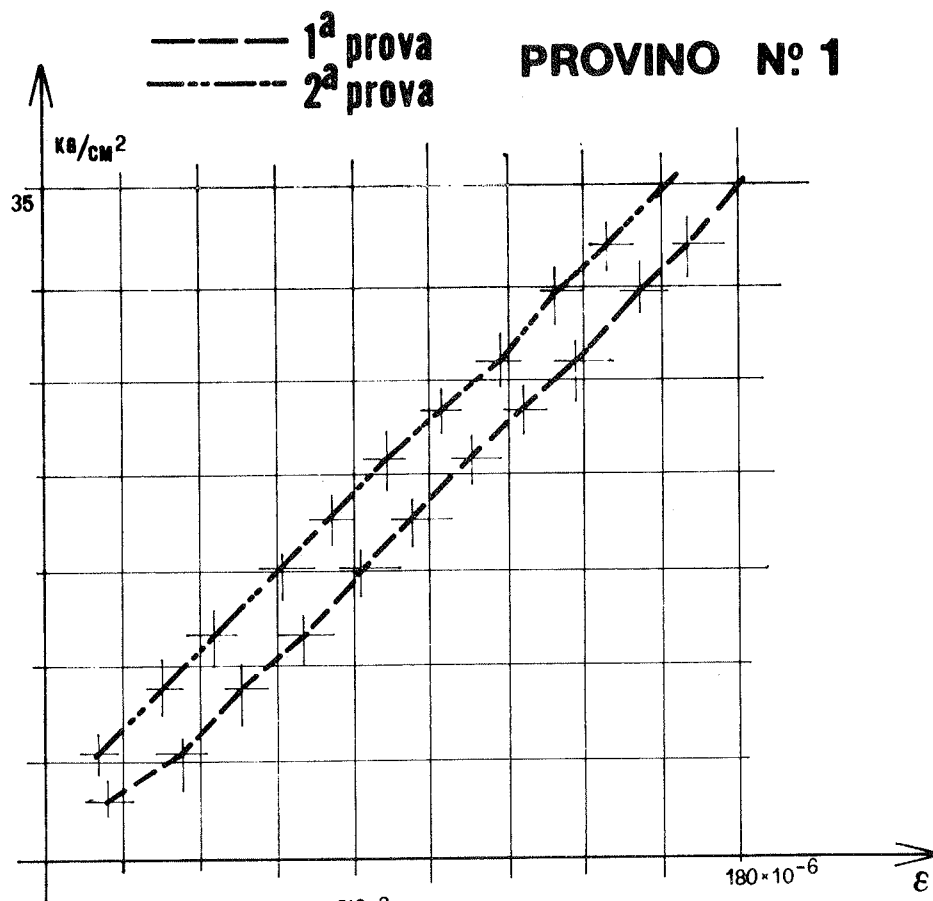


FIG. 3

FIG. 3

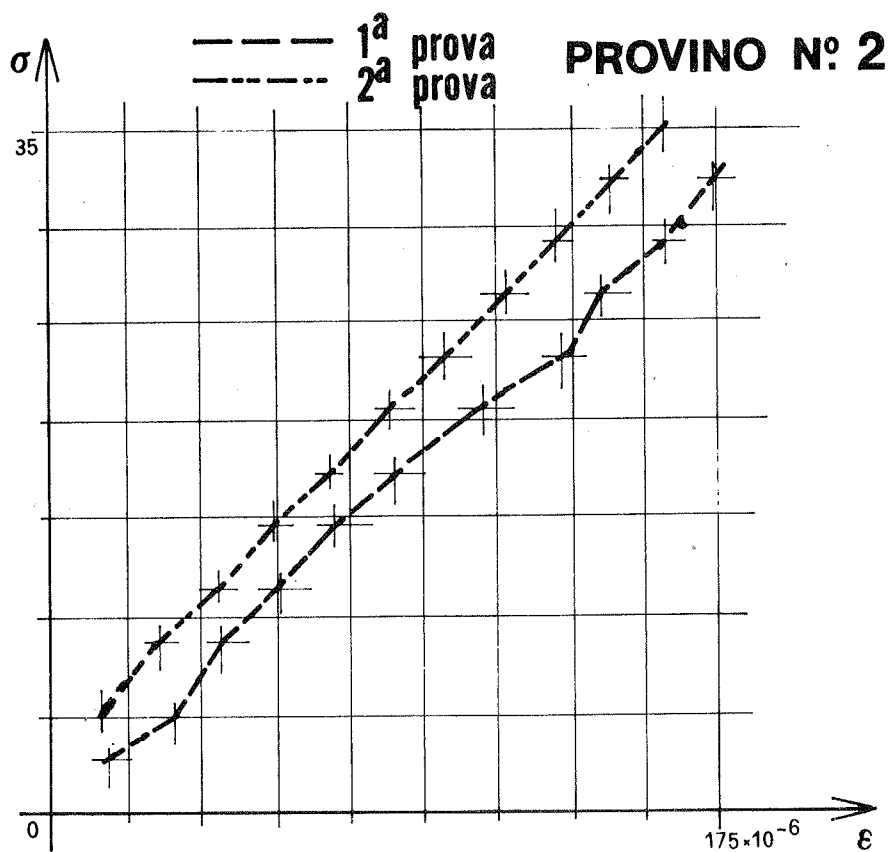


FIG. 4

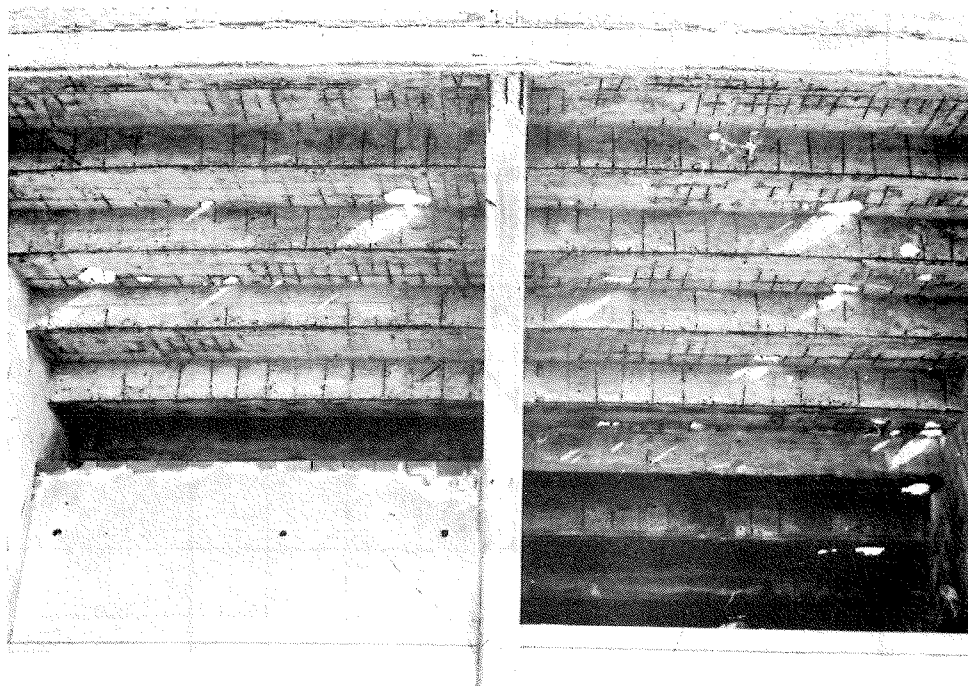


FIG. 5 - La gradonata dopo le operazioni di scarificazione e sabbiatura idrica: il calcestruzzo ha ceduto in più punti.-

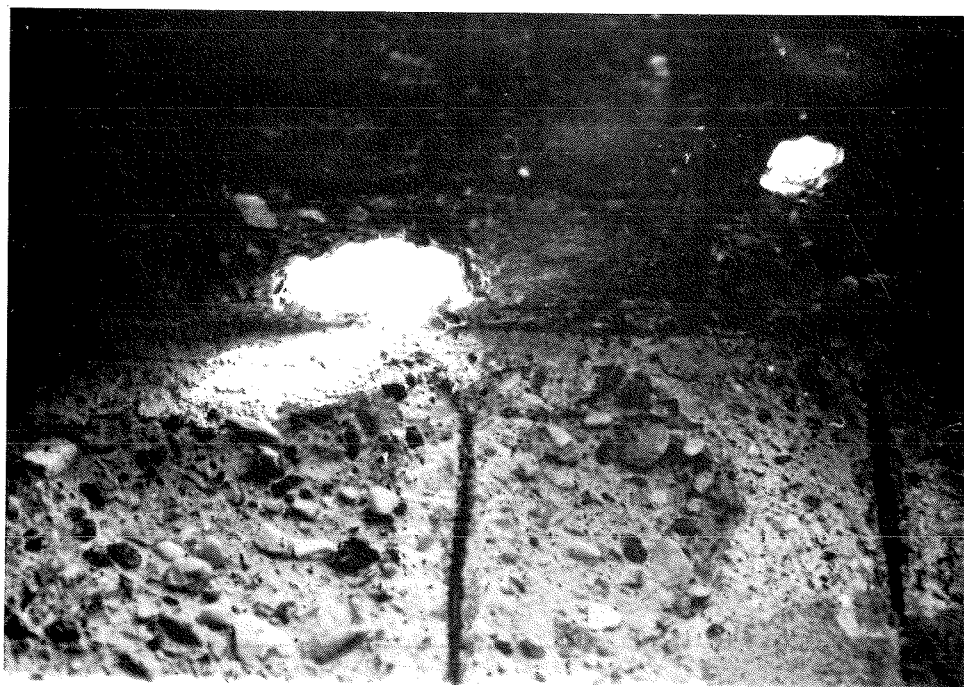


FIG. 6 - Particolare della gradonata.-

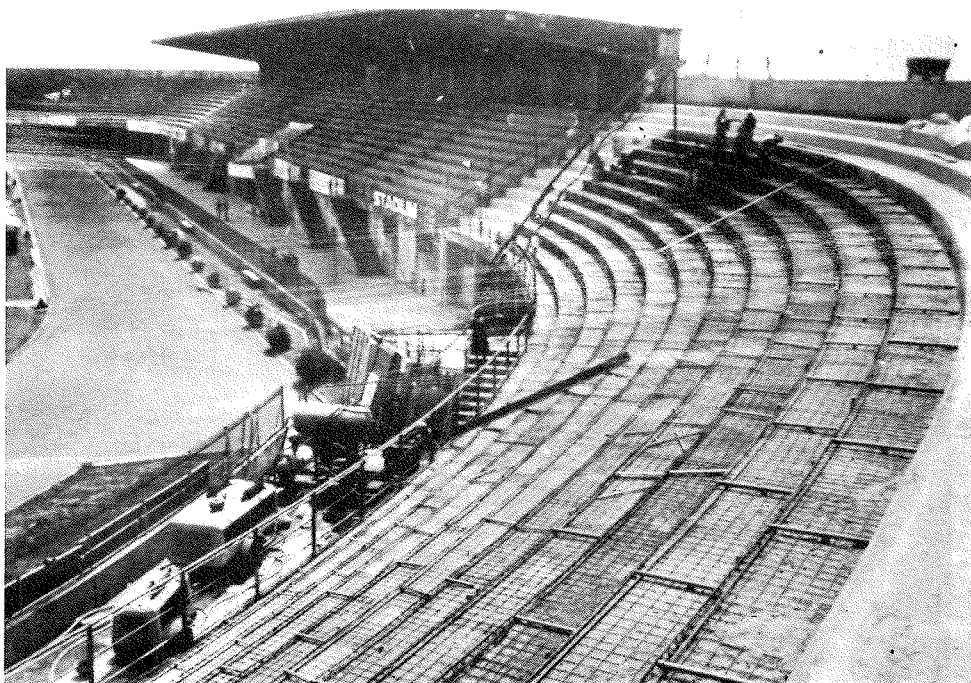


FIG. 7 - Veduta di insieme del cantiere predisposto per effettuare il getto della nuova soletta mediante la tecnica dello spritz-beton.-

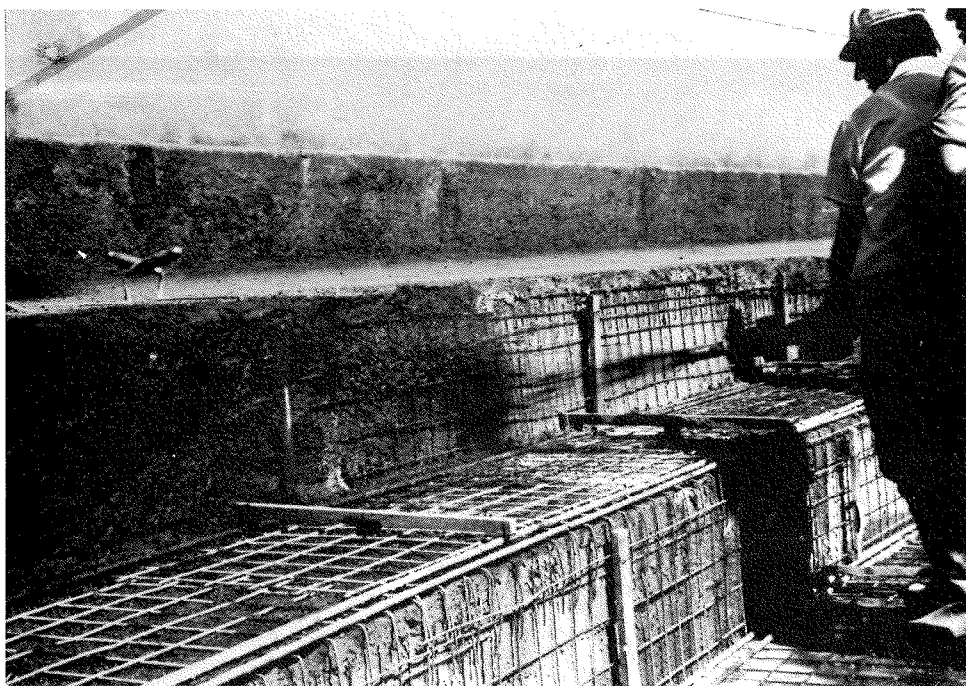


FIG. 8 - Le fasi della spruzzatura in due tempi successivi intervallati da circa 4-5 ore di un primo strato $s \approx 3$ cm e di un secondo di analogo spessore.-

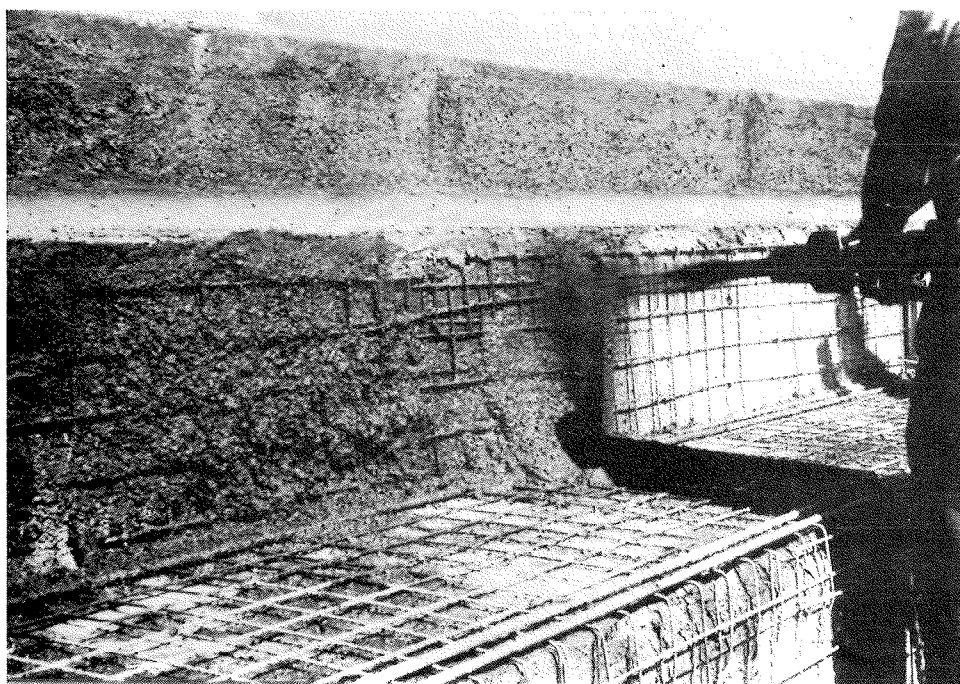


FIG. 9 - L'effetto di una eccessiva lavorabilità del cls per effetto di un rapporto acqua-cemento eccessivo e spessore del getto superiore all'ottimale ($s \simeq 3$ cm).-

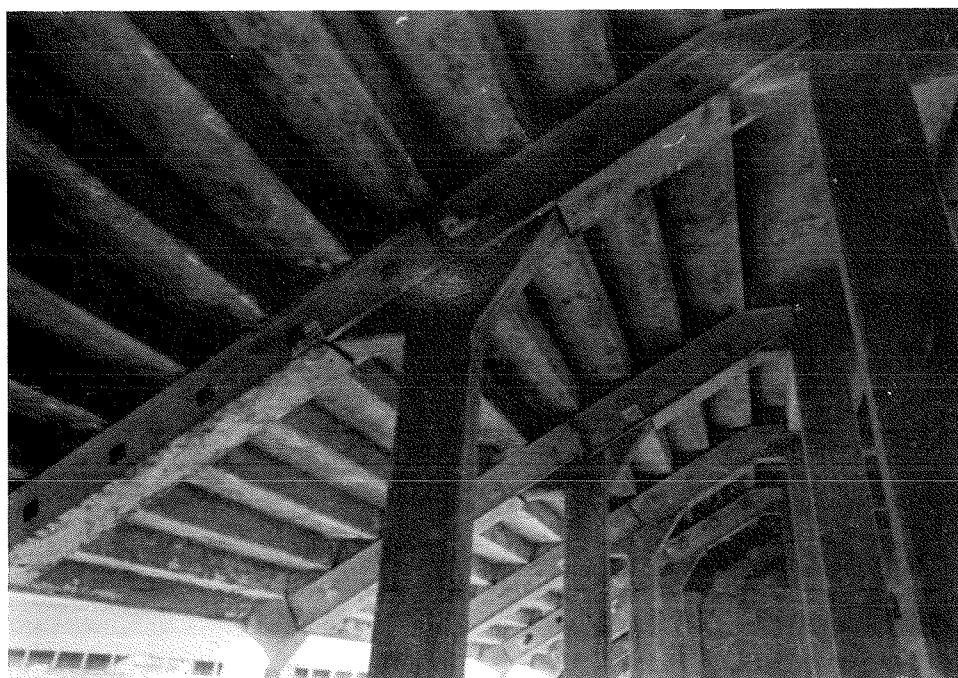


FIG.10 - Il rinforzo metallico dei telai a tre luci portanti le tribune scoperte.-

L'IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO LEGGERO PER LE
STRUTTURE INTELAIATE IN ZONA SISMICA:
RAFFRONTI CON LE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO
ORDINARIO E CONTROLLO DELLA SICUREZZA

Gaetano ZINGONE, Maurizio PAPIA e Nunzio SCIBILIA

Istituto di Scienza delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria, PALERMO

SOMMARIO

Sulla base di confermate ricerche sul legame costitutivo (σ - ϵ) dei calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri di argilla espansa, si sviluppa il calcolo del momento allo snervamento dell'acciaio teso e della duttilità per le sezioni rettangolari pressoinflesse, con doppia armatura simmetrica.

Infine, si analizzano due strutture intelaiate, aventi la stessa geometria, confezionate rispettivamente con calcestruzzo leggero ed ordinario di pari resistenza, confrontandone il grado di sicurezza per l'azione di sismi distruttivi.

SUMMARY

On the basis of investigations in keeping with the actual light-weight concrete stress-strain law, the bending moment at yielding and the ductility are calculated for rectangular, symmetrical reinforced, column sections.

Finally, two frames, made of normal and lightweight concrete, are analysed and the safety factors for severe earthquakes are compared.

1. PREMESSA

L'utilizzazione del calcestruzzo confezionato con inerti leggeri (argilla espansa) per le strutture di edifici in zona sismica appare vantaggiosa per la sensibile riduzione dei pesi sismici e per l'aumento dei periodi di vibrazione, connesso alla minore rigidità rispetto ad identiche strutture in calcestruzzo ordinario.

Pertanto, confrontando due sistemi uguali per geometria e per condizioni di vincolo, confezionati con calcestruzzo leggero ed ordinario di pari resistenza, si potrebbe essere indotti ad attribuire al primo un grado di sicurezza superiore in relazione alle minori sollecitazioni cui è sottoposto.

Tuttavia, per inquadrare correttamente il fenomeno sismico in presenza di eventi di carattere eccezionale, occorre considerare il

comportamento elasto-plastico del sistema e valutare le sue capacità di dissipare energia cinetica in lavoro plastico di deformazione.

Tale attitudine viene, generalmente, espressa attraverso la duttilità strutturale μ^* esprimibile tanto in termini di spostamento (I e II) che in termini di energia (IV).

In entrambi i casi, si constata che l'effettivo grado di sicurezza di un sistema elasto-plastico è correlato al prodotto $\mu^* \alpha$, essendo α un parametro che caratterizza la riserva di resistenza in campo elastico.

La duttilità μ (ϕ_u/ϕ_y) delle sezioni rettangolari in calcestruzzo leggero, inflesse, è stata valutata in (X); essa, per le normali percentuali di armatura, comprese tra quella limite e quella critica o di bilanciamento, e per rapporto tra le armature compresse e tese pari a 0.5 è risultata non superiore a 5.

Per tale valore della duttilità non sono da temere fenomeni di scorrimento delle armature ai nodi (III) per l'azione di carichi monotonicamente crescenti; mentre, in presenza di carichi ciclici, si sono riscontrati, sperimentalmente, fenomeni di degradazione per valori di duttilità superiori a 2.4 (contro valori di 5.4 per analoghi modelli confezionati in calcestruzzo ordinario).

I risultati si riferiscono a modelli confezionati con un'armatura costituita da barre ϕ 19 di acciaio ad aderenza migliorata avente tensione di snervamento di 414 N/mm²; utilizzando barre di acciaio Fe B 38 k, di diametro non superiore a 20 mm. (come indicato in (VII)) per lo stesso tipo di inerte leggero, si dovrebbero escludere fenomeni di scorrimento, per azioni cicliche, per valori di duttilità non superiori a 2.6.

La duttilità globale dei sistemi intelaiati, ben progettati, dipende fortemente dalla capacità di rotazione delle cerniere plastiche che si formano al piede dei pilastri del primo piano soggetti a sforzo normale eccentrico; pertanto, nella presente nota, si estende l'indagine sulla duttilità alle sezioni rettangolari, pressoinflesse, aventi doppia armatura, simmetrica, di acciaio ad aderenza migliorata.

Quindi, si confrontano due soluzioni geometricamente uguali, rispettivamente in calcestruzzo leggero ed ordinario e si esprimono alcune considerazioni sul loro grado di sicurezza.

2. IPOTESI DI CALCOLO

Il legame costitutivo ($\sigma_c - \epsilon_c$) del calcestruzzo leggero è esprimibile, con sufficiente approssimazione, attraverso la parabola di secondo grado di Fig. 1, avente tensione ultima pari a 0.85 f_{ck} in corrispondenza alla deformazione ultima 0.003, espressa dalla seguente relazione:

$$\sigma_c = S(\epsilon_c) R_{bk} = (471 \epsilon_c - 78388 \epsilon_c^2) R_{bk} \quad (1)$$

la (1) sottostima sia la resistenza del materiale in presenza di

azioni sismiche, in quanto il coefficiente 0.85 andrebbe introdotto in presenza di carichi di lunga durata, che la rigidezza, poichè il modulo di elasticità longitudinale E_c , dedotto dalla (1), sarebbe pari a $428 R_{bk}$.

In realtà il modulo tangente dipende sia dalla resistenza che dalla massa volumica γ e potrebbe esprimersi

$$E_c = 0.016 \sqrt{R_{bk} \gamma^3} \quad (2)$$

dove in (2) E_c , R_{bk} e γ sono espressi rispettivamente in N/mm^2 , Kg/cm^2 e Kg/m^3 .

Per l'armatura si fa riferimento al legame caratteristico, elastoplastico ideale, prescindendo dal fenomeno dell'incrudimento.

Si mantengono, inoltre, le classiche ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di aderenza.

3. DUTTILITA' DELLE SEZIONI RETTANGOLARI PRESSO-INFLESSE.

Con riferimento alle sezioni rettangolari con doppia armatura simmetrica disposta ai lembi superiore ed inferiore, risulta opportuno operare in forma adimensionale, introducendo con riferimento alla Fig. 2, le seguenti grandezze:

$$\begin{aligned} N_o &= b d R_{bk} & M_o &= b d^2 R_{bk} \\ n &= N/N_o & m &= M/M_o \\ q &= A_s f_{yk}/N_o & s &= x/d \\ \gamma_y &= \epsilon'_s E_s / f_{yk} \leq 1 & \gamma_u &= \epsilon'_s E_s / f_{yk} \leq 1 \end{aligned} \quad (3)$$

In piena analogia a (IV), le curvature ϕ_y allo snervamento dell'acciaio teso e ϕ_u allo schiacciamento del conglomerato possono esprimersi:

$$\phi_y = \frac{1}{d} (\epsilon_c + \epsilon_{sy}) = \frac{1}{d} \frac{\int_0^{\epsilon_c} S(\epsilon) d\epsilon}{n + q(1 - \gamma_s)} \quad (4)$$

$$\phi_u = \frac{1}{d} (0.003 + \epsilon_s) = \frac{1}{d} \frac{\int_0^{0.003} S(\epsilon) d\epsilon}{n + q(1 - \gamma_u)} \quad (5)$$

Risulta dalla (1)

$$\int_0^{0.003} S(\epsilon) d\epsilon = 0.00141$$

ed, inoltre, $\gamma_u = 1$ per $n > 0.061$.

La duttilità della sezione μ , per $n > 0.061$ vale:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 0.00141 \frac{n + q(1 - \gamma_s)}{n \int_0^{\epsilon_c} S(\epsilon) d\epsilon} \quad (6)$$

Fissato il tipo di acciaio e la percentuale meccanica q , al variare di ϵ_c da 0 a 0.003, si determinano:

- γ_y dal diagramma di deformazione per la condizione di snervamento
- n dall'equazione di equilibrio alla traslazione.

Quindi dalla (6) e dall'equilibrio alla rotazione si calcolano μ ed m_y .

Si suppone che lo sforzo normale n rimanga costante durante il processo di inflessione e si assume l'ipotesi approssimata che $m_u = m_y$. I valori calcolati sono riportati nei diagrammi di Fig. 3 e 4 relativi rispettivamente all'acciaio Fe B 38 K ed Fe B 44 K; essi possono essere utilizzati tanto per la verifica che per il progetto delle sezioni a duttilità controllata.

Da essi si evince che la duttilità è scarsamente influenzata dalla percentuale di armatura, ma fortemente condizionata dal livello di sforzo normale centrato.

4. LA SICUREZZA STRUTTURALE.

Con riferimento alla sicurezza, si rileva che le strutture devono resistere in campo elastico, con un grado di sicurezza α , all'azione di sismi medio deboli, definiti dagli spettri di risposta regolamentari.

L'utilizzazione del calcestruzzo confezionato con inerti leggeri di argilla espansa, per le strutture di edifici civili in zona sismica, comporta una riduzione dei pesi strutturali di almeno il 30% e dei pesi sismici globali variabile dal 15 al 20% (V).

Inoltre, la minor rigidezza delle strutture in calcestruzzo leggero, rispetto alle corrispondenti soluzioni in calcestruzzo ordinario, determina l'aumento dei periodi di vibrazione T e la riduzione dei coefficienti di risposta R e delle forze inerziali F .

Distribuendo uniformemente le masse M_i dei piani lungo l'altezza H della struttura, che assume densità ρ costante e pari a $\sum M_i/H$, e, valutando la rigidezza nella fase I, non fessurata, prescindendo dal contributo delle armature, si vede che i due sistemi presentano, con sufficiente approssimazione, il seguente rapporto tra i periodi fondamentali di vibrazione:

$$\frac{T^L}{T^P} = \frac{\rho^L E^P}{\rho^P E^L} \quad (7)$$

avendo utilizzato in (7) gli apici L e P per distinguere il calcestruzzo leggero da quello ordinario pesante.

L'aumento del periodo di vibrazione, per $T > 0.8$ sec., determina la seguente riduzione del coefficiente di risposta R

$$\frac{R^L}{R^P} = \left(\frac{T^P}{T^L} \right)^{2/3} = \left(\frac{\rho^L E^P}{\rho^P E^L} \right)^{-1/3} \quad (8)$$

La riduzione delle forze sismiche può esprimersi nel seguente modo:

$$\frac{F^L}{F^P} = \frac{\rho^L R^L}{\rho^P R^P} = \left(\frac{\rho^L}{\rho^P} \right)^{2/3} \left(\frac{E^P}{E^L} \right)^{-1/3} \quad (9)$$

Le (7-9), per un calcestruzzo leggero con resistenza caratteristica di 250 Kg/cm^2 e massa volumica di 1600 Kg/m^3 e per $\rho^L = 0.8 \rho^P$ danno:

$$T^L = 1.26 T^P; \quad R^L = 0.85 R^P; \quad F^L = 0.68 F^P.$$

Tuttavia, le strutture devono essere in grado di resistere, senza crolli, all'azione di sismi distruttivi, η volte più violenti (fino a 10) rispetto a quello di progetto, sfruttando tanto le risorse elastiche residue α che le capacità di deformazione plastica, generalmente espresse attraverso la duttilità μ^* .

Per sviluppare un'analisi comparativa, si fa riferimento all'oscillatore elasto-plastico ideale shear-type, ad un grado di libertà privo di viscosità, per cui la duttilità μ^* , in termini di spostamento, è rappresentata dal rapporto tra lo spostamento ultimo δ_u e quello che determina lo snervamento dell'acciaio δ_y .

Il suo grado di sicurezza al crollo s_{cr} è dato dalla seguente relazione: (II)

$$s_{cr} = \frac{\alpha \mu^*}{\eta} \quad (10)$$

Pertanto, affinché una struttura in calcestruzzo leggero presenti sicurezza non minore della corrispondente in calcestruzzo ordinario pesante deve essere:

$$\frac{\mu^*_L}{\mu^*_P} \geq \frac{\alpha^P}{\alpha^L} \quad (11)$$

Assumendo che il rapporto tra le duttilità strutturali sia pari a quello tra le duttilità della sezione, si opera il confronto tra le due strutture corrispondenti utilizzando il diagramma $m-\phi$ di Fig. 5.

Indicando con m_0 i momenti per il sisma di progetto, medio debole, si ha:

$$\frac{\alpha^P}{\alpha^L} = \frac{m_Y^P}{m_Y^L} * \frac{m_O^L}{m_O^P} \quad (12)$$

Risulta che il rapporto m_O^L/m_O^P è variabile da 0.68 a 0.85; mentre il rapporto m_Y^P/m_Y^L è sempre maggiore di 1 a parità di percentuale meccanica di armatura e di sforzo normale n.

Detto rapporto aumenta ulteriormente per la riduzione dello sforzo normale; per gli usuali livelli di q ed n è compreso tra 1.06 ed 1.15.

Pertanto il valore di α^P/α^L può ritenersi sempre minore di 1 non superando 0.75 per $m_O^L/m_O^P = 0.68$ e $q \geq 0.10$.

Per un corretto confronto tra le duttilità risulta fondamentale porre in risalto il vantaggio offerto dalla riduzione degli sforzi normali.

Infatti, mentre a parità di n si riscontrano perdite di duttilità fino al 30%, operando con gli n effettivi la perdita di duttilità non supera il 15%; nei pilastri di estremità, tale valore può ancora ridursi per il minor incremento di sforzo normale indotto dal sisma.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei risultati ottenuti e dei rilievi emersi, può affermarsi che per strutture sufficientemente snelle ($T > 0.8$ sec.), essendo $\mu^L/\mu^P > \alpha^P/\alpha^L$, il grado di sicurezza delle soluzioni in calcestruzzo leggero è sicuramente non inferiore a quello delle corrispondenti strutture in calcestruzzo ordinario; mentre, negli altri casi il confronto andrebbe eseguito singolarmente.

Peraltro, occorre sottolineare che la maggiore deformabilità strutturale suggerisce la verifica della compatibilità degli spostamenti (XI), per sismi medio deboli, nei confronti degli elementi portati e che in presenza di sismi distruttivi acquista maggiore rilevanza l'effetto P- δ .

Infine, andrebbe valutata, sperimentalmente, la capacità del conglomerato leggero di assecondare le deformazioni degli acciai richieste dal livello di duttilità prescelto, il che è fortemente condizionato dal tipo di inerte impiegato. In proposito, si ha intenzione di intraprendere una indagine specifica su cui si conta di riferire in seguito.

BIBLIOGRAFIA

- I. R. PARK, R. PAULAY, "Reinforced concrete structures", J. Wiley & Sons, 1975.
- II. M. MELE, "Ingegneria Sismica", Springer Verlag, Udine, 1976.
- III. V. BERTERO, P. POPOV, B. FORZANI, "Seismic behavior of light-weight concrete beam-column subassemblages", ACI Journal, 1979.
- IV. M. COMO, G. LANNI, "Elementi di costruzioni antisismiche", Edizioni Scientifiche Cremonese, Roma, 1979.
- V. N. SCIBILIA, G. TESORIERE, "Considerazioni statiche sull'impiego del calcestruzzo alleggerito con argille espanse nelle strutture in c.a. ed in acciaio", Atti del Convegno sull'impiego dell'argilla espansa, Palermo, 1979.
- VI. G. BO, A. DE STEFANO, "Il calcestruzzo leggero strutturale nella edilizia in zona sismica", L'Industria Italiana del Cemento, n. 3, 1980.
- VII. CIRC. MIN. LL.PP. 30.6.1980, "Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 26.3.1980".
- VIII. G. DREUX, F. GORISSE, "De la représentativité des éprouvettes en béton-incidences sur la sécurité aux états-limites", Annales I.T.B.T.P., n. 390, A 981.
- IX. L. GOFFI, "In zona sismica occorre impiegare un calcestruzzo speciale?", L'Industria Italiana del Cemento, n. 10, 1981.
- X. N. SCIBILIA, "Verifica a duttilità controllata delle sezioni in calcestruzzo armato, confezionato con aggregati leggeri", Atti del Convegno CTE, Verona, 1982.
- XI. G. ZINGONE, M. PAPIA, G. RUSSO, "Controllo della sicurezza strutturale in termini di spostamento", VI Congresso Nazionale AIMETA, Genova, Ott., 1982.
- XII. G. ZINGONE, M. PAPIA, G. RUSSO, "Structural ductility in reinforced concrete buildings stiffened by cross braces - criteria for dimensional optimization", VII Conf. on Earth. Engin., Atene, 1982.

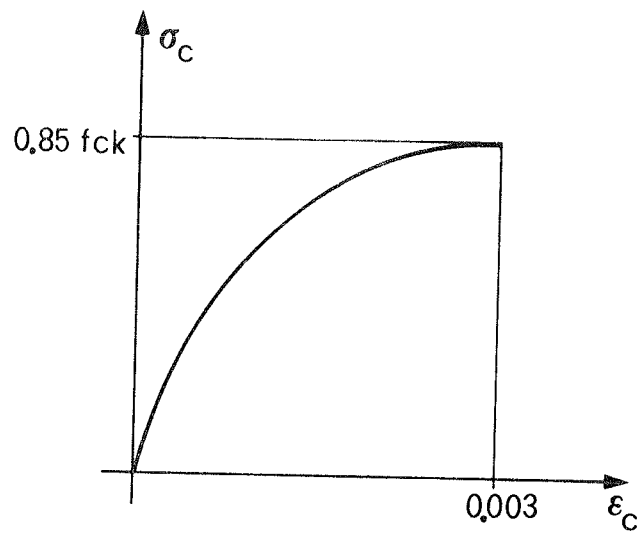


Fig. 1

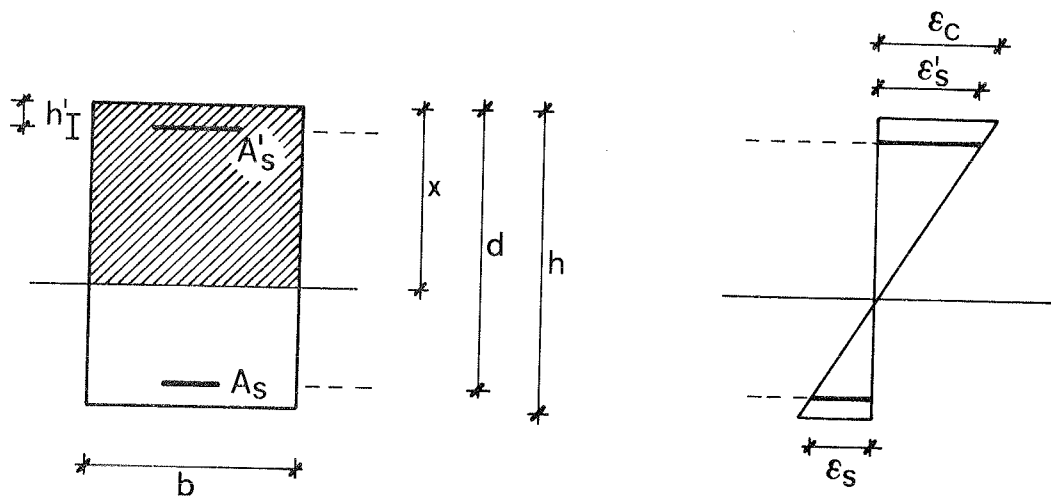
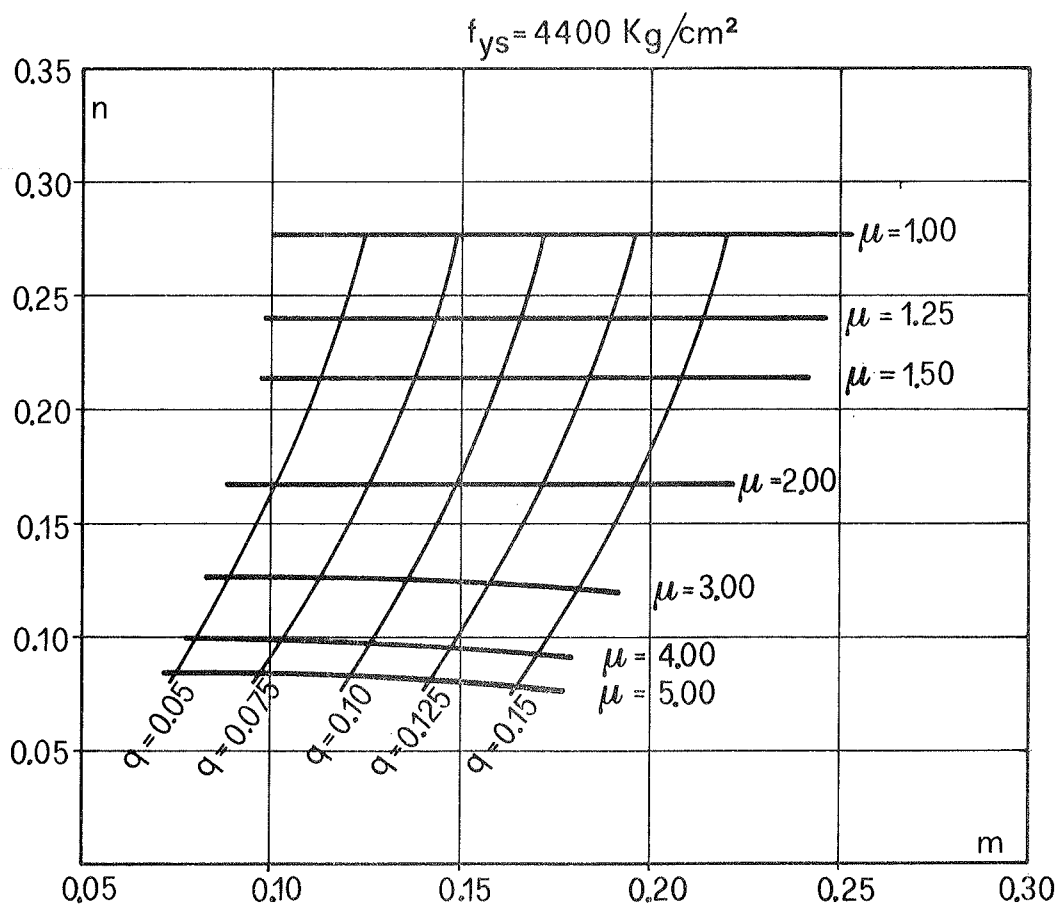
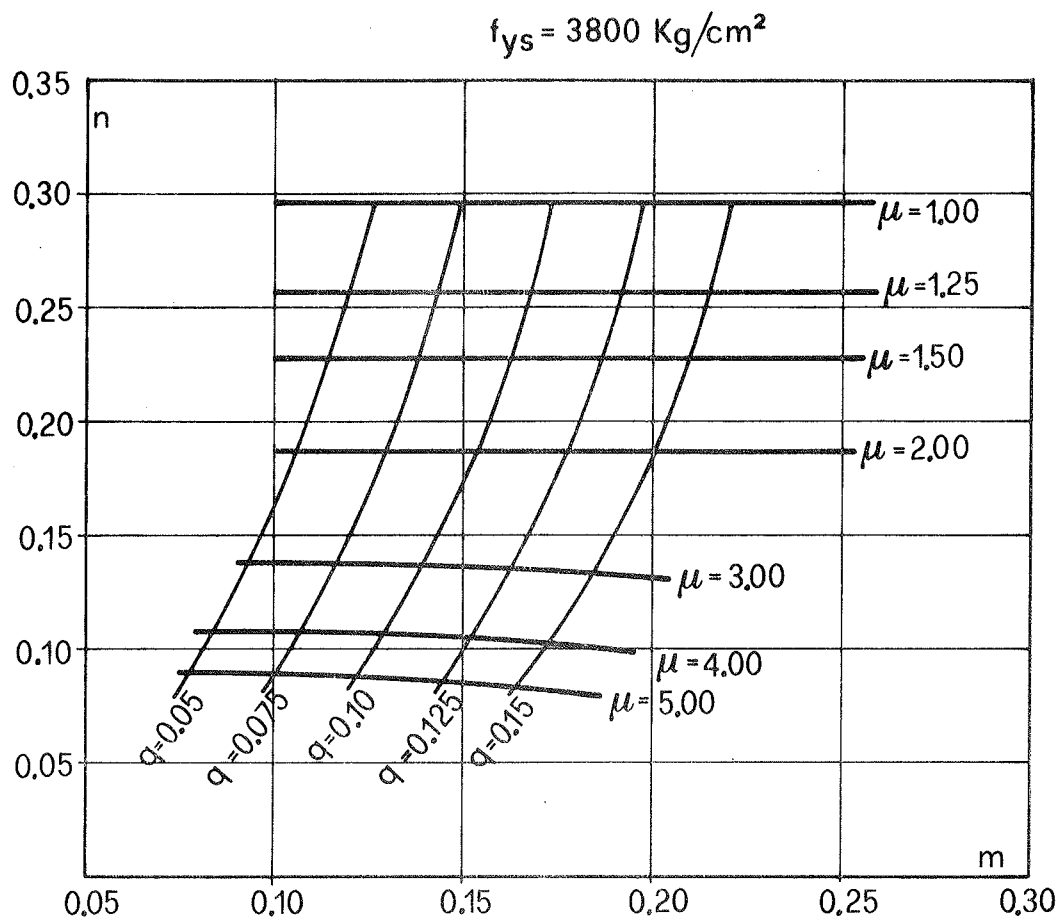


Fig. 2



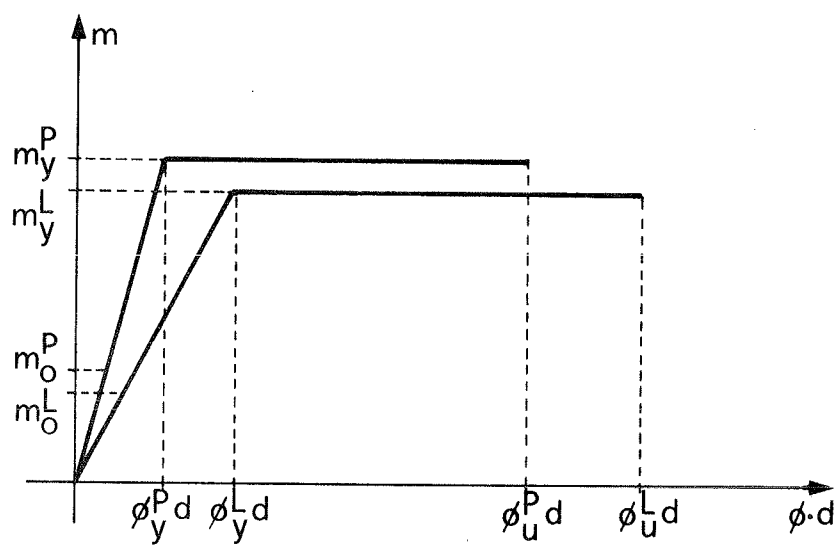


Fig. 5