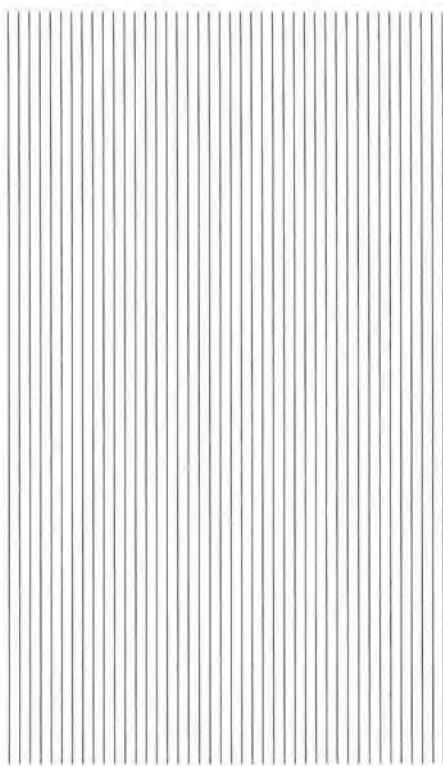


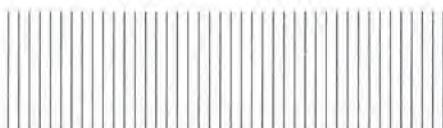
giornate  
**aicap'91**

SPOLETO 16-18 maggio



L'EVOLUZIONE DELLE  
COSTRUZIONI DI C.A. E C.A.P.  
- aspetti esecutivi e gestionali  
- aspetti normativi ed ambientali

**aicap** - associazione italiana cemento armato e precompresso  
roma - 1991



giornate  
**aicap'91**  
SPOLETO 16-18 maggio

L'EVOLUZIONE DELLE  
COSTRUZIONI DI C.A. E C.A.P.  
- aspetti esecutivi e gestionali  
- aspetti normativi ed ambientali

**aicap** - associazione italiana cemento armato e precompresso  
roma - 1991

---

Volume stampato con il contributo della **calcestruzzi spa**

---

A.I.C.A.P. - 1991 - RIPRODUZIONE VIETATA

## L'EVOLUZIONE DELLE COSTRUZIONI DI C.A. E C.A.P.

### **- aspetti esecutivi e gestionali**

Presidente di sessione: dott. ing. Sergio D'ALO'

Relatore generale: dott. ing. Fernando PICCININI

### **- aspetti normativi e ambientali**

Presidente di sessione: dott. ing. Giuseppe D'AMORE

Relatore generale: prof. ing. Luca SANPAOLESI

---

Le relazioni generali e le relazioni su invito verranno raccolte in un Volume che sarà distribuito agli iscritti alle Giornate A.I.C.A.P. '91.

Le memorie vengono presentate in ordine alfabetico degli Autori; per le memorie a più nomi è stato considerato il primo Autore.

*L'A.I.C.A.P. non si assume la responsabilità di quanto pubblicato negli Atti delle "Giornate"*

---

# INDICE

## ASPETTI ESECUTIVI E GESTIONALI

- LA GALLERIA ARTIFICIALE TELESCOPICA IN C.A. "S. MASSIMO". PROBLEMI COSTRUTTIVI E DEL VARO F. ABBRUZZESE, A. PETRUCCO.....Pag.	5
- PANNELLO ALVEOLARE IN C.A. OD IN C.A.P., "HOLCOR" "R", MULTIARMATO, PRODOTTO CON SISTEMA INDUSTRIALE DI NUOVA CONCEZIONE G. CAPUANO.....Pag.	15
- IL CONTRIBUTO DEGLI ADDITIVI AL PROGRESSO TECNOLOGICO NELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. M. COLLEPARDI, P. CIFERNI, S. SCABINI.....Pag.	31
- ESTENSIONE DEL MIX DESIGN AL CALCESTRUZZO PER I MANUFATTI IN C.A. E C.A.P. MATURATI A VAPORE M. COLLEPARDI, L. COPPOLA.....Pag.	45
- FILTERING EFFECT OF QUALITY CONTROL ON THE RELIABILITY AND DURABILITY OF R.C. STRUCTURES D. DIAMANTIDIS, A. DEL GROSSO, M. FEDOLINO.....Pag.	57
- PRECOMPRESSIONE ESTERNA: MODA O PROGRESSO TECNICO? (PREGI E DIFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA) D. JUNGWIRTH, M. FRUMENTO.....Pag.	71
- L'APPORTO DELLA SORVEGLIANZA AI CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI PONTI STRADALI L. MALISARDI, G. NEBBIA, A. ASCENZI.....Pag.	87
- NUOVI COMPOSITI LEGGERI AD ALTA DURABILITA' PER IL RIPRISTINO DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P. G. MANTEGAZZA, A. M. PENNA, A. SERENI.....Pag.	105
- COMPATIBILITA' E DURABILITA' DI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI CON POLIMERI E FIBRO-RINFORZATI PER IL RIPRISTINO DI STRUTTURE IN C.A. G. MANTEGAZZA, A.M. PENNA, S. TATTONI.....Pag.	119

- UN ESEMPIO DI IMPALCATO A TRAVE CONTINUA SU GRANDI LUCI, REALIZZATA CON CONCI PREFABBRICATI: IL VIADOTTO RESTELLO F. RAPINO, G. CALOISI, T. MERLETTI.....	Pag.	133
- STRUTTURE SOTTILI SU MEDIE LUCI: L'IMPALCATO A PIASTRA DEL VIADOTTO FADALTO F. RAPINO, G. FURLANETTO, T. MERLETTI.....	Pag.	147
- CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO ED ADDITIVATO CON FUMI DI SILICE E SUPERFLUIDIFICANTI PER L'ARCO ROVESCIO DELLA GALLERIA DI ADDUZIONE DELLA CENTRALE IDROELETTRICA ENEL DI CARDANO - BOLZANO S. TAVANO.....	Pag.	161
- SOTTOPASSO CARRABILE DELLA LINEA FERROVIARIA VENEZIA-TRIESTE A MESTRE S.VENTO, M. BOTTACIN.....	Pag.	175

---

#### ASPETTI NORMATIVI E AMBIENTALI

- APPLICAZIONE DEI C.N.D. NELLA DIAGNOSI E NEL CONTROLLO DI QUALITA' DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. METODOLOGIE ED ESPERIENZE D. ALMESBERGER, I. SMOTLAK.....	Pag.	189
- COMPORTAMENTO DI ACCIAI INOX IN AMBIENTE ALCALINO SIMULANTE IL CALCESTRUZZO M. ARPAIA, P. PERNICE.....	Pag.	207
- COMPORTAMENTO CICLICO DI BARRE DI ACCIAIO INOSSIDABILE PER C.A. M. CIAMPOLI, M. MELE.....	Pag.	217
- ANALISI DEL TRAFFICO STRADALE PER LE VERIFICHE DEI PONTI P. CROCE, L. SANPAOLESI.....	Pag.	229
- VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE RESIDUA DI SEZIONI RETTANGOLARI IN C.A. PRESSOINFLESSE SOTTOPOSTE AD INCENDIO L. DEZI, S. GAMBELLI, G. MENDITTO.....	Pag.	245
- COMPORTAMENTO DI CALCESTRUZZI ORDINARI E LEGGERI ANCHE FIBRORINFORZATI SOGGETTI A CICLI DI GELO E DISGELO: CONFRONTO DI ALCUNE CARATTERISTICHE MECCANICHE P.P. DIOTALLEVI, R. MARINO, F. ZARRI.....	Pag.	261

- SULLA POSSIBILITA' DI SIMULARE IN TEMPI BREVI IL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE DI C.A. INFLESSE SOGGETTE A CARICHI RIPETUTI P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI.....Pag.	277
- CORRELAZIONI TRA LA VELOCITA' DEGLI IMPULSI ULTRASONICI E LA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO IMPIEGATO PER STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO G. FERRARI, G. CONTINI.....Pag.	287
- I CARICHI SUI PONTI STRADALI NELL'IMPOSTAZIONE DEL NUOVO CODICE EUROPEO F. MARTINEZ, R. NICOTERA, M. PETRANGELI, L. SANPAOLESI.....Pag.	305
- COMPORTAMENTO FLESSIONALE DI ELEMENTI IN C.A. SOGGETTI A PROCESSI CORROSIVI G. MENDITTO, R. CAPOZUCCA, M.N. CERRI.....Pag.	323
- SISTEMA PROTETTIVO DI SPONDE DI TERRENO ATTO A GARANTIRE LA TUTELA DELL'AMBIENTE E. MONTI.....Pag.	333
- CRITERI DI PROGETTAZIONE PER I PONTI FERROVIARI DELLE NUOVE LINEE A.V. M. P. PETRANGELI, C. VILLATICO.....Pag.	341
- SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTU- RALE DI COSTRUZIONI DI CEMENTO ARMATO IN CASO DI INCENDIO E.F. RADOGNA, A.L. MATERAZZI.....Pag.	351



**L'EVOLUZIONE DELLE COSTRUZIONI DI C.A. E C.A.P.**

**- aspetti esecutivi e gestionali**

Presidente di sessione: dott. ing. Sergio D'ALO'

Relatore generale: dott. ing. Fernando PICCININI



LA GALLERIA ARTIFICIALE TELESCOPICA IN C.A. "S. MASSIMO"  
PROBLEMI COSTRUTTIVI E DEL VARO

Fabio ABBRUZZESE  
A.N.A.S. Compartimento della Viabilità per il Veneto - Venezia

Alvise PETRUCCO  
Impresa Petrucco s.r.l. - Cividale del Friuli



## LA GALLERIA ARTIFICIALE TELESCOPICA IN C.A. "S. MASSIMO" PROBLEMI COSTRUTTIVI E DEL VARO

**Fabio ABBRUZZESE**

Ingegnere Capo Aggiunto  
A.N.A.S. Compartimento della Viabilità per il Veneto  
VENEZIA

**Alvise PETRUCCO**

Ingegnere Direttore Tecnico  
Impresa Petrucco s.r.l.  
CIVIDALE DEL FRIULI

### SOMMARIO

Nell'ambito della costruzione della strada a rapido scorrimento da Verona Nord allo Stadio di Calcio, per Italia '90, è stata realizzata una galleria artificiale attraversante in sotterraneo la linea ferroviaria del Brennero, lo Scalo F.S. di Verona, due Strade Comunali ed un Centro Commerciale. Detto manufatto è stato costruito in adiacenza alla ferrovia e varato con la tecnica "a spinta".

Sono descritte le scelte progettuali, nonché le fasi costruttive e le problematiche tecniche ed amministrative incontrate nel corso dei lavori.

### SUMMARY

Within the construction of the freeway starting from North Verona to the Football Stadium, during "ITALIA '90", they built up an artificial tunnel which is crossing, underground, the Brennero railway line, the Goods-Station of Verona, two Municipality Roads and a Commercial Center.

This manufacture has been constructed near the railway and set up with the "thrust" technique.

Here are described the project choices, as well as the construction stages with the technical and administrative problems founded during the works.

### 1. PREMESSE

La strada di rapido scorrimento collegante il casello autostradale di Verona Nord con la circoscrizione interna della città è un'opera realizzata nell'ambito degli interventi previsti per ITALIA '90.

Detta infrastruttura costituisce l'asse portante e drenante dei traffici che gravitano ad Ovest di Verona, ed è anche un collegamento diretto per lo Stadio di Calcio Bentegodi.

La sezione trasversale è costituita da quattro corsie della larghezza di m. 3,50, separate da uno spartitraffico centrale. I lavori, suddivisi in tre lotti, sono stati completati in meno di dieci mesi. L'utilità dell'opera è stata ampiamente provata in occasione dei recenti Campionati Mondiali di Calcio, durante i quali il volume di traffico diretto allo Stadio ed al centro città ha subito un notevole incremento.

Fra i numerosi manufatti realizzati nel contesto del lavoro, il più rappresentativo ed originale è senz'altro la galleria artificiale "S. Massimo" attraversante in sotterraneo le seguenti infrastrutture stradali e ferroviarie:

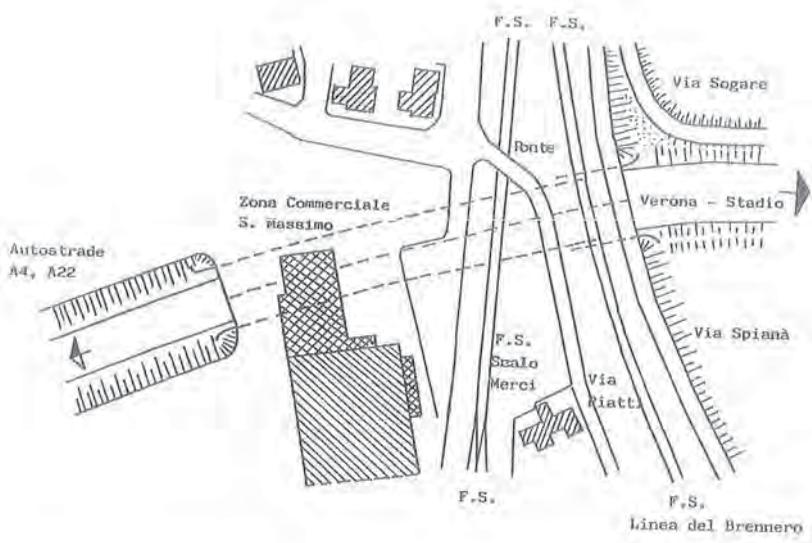


Figura 1 - Stralcio planimetrico della zona interessata dalla galleria artificiale "S. Massimo".

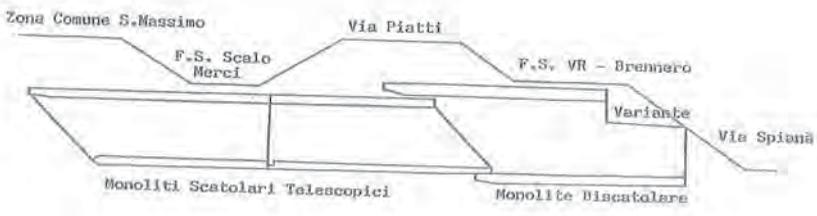


Figura 2 - Sezione Longitudinale della Galleria Artificiale "S. Massimo" ubicata nella posizione definitiva.

- la Strada Comunale Via Spianà;
- la linea ferroviaria a due binari Verona-Brennero;
- la Strada Comunale Via Piatti;
- il raccordo ferroviario merci a due binari S. Massimo-Verona P.N.;
- la Zona Commerciale di S. Massimo (fig. 1).

## 2. PROBLEMATICHE PROGETTUALI

Questa concentrazione di strade e ferrovie ha comportato la risoluzione di alcune problematiche progettuali, rese complesse dal fatto che dette infrastrutture sono poste a quote notevolmente diverse fra di loro (fig. 2).

Inoltre, stante all'importanza dei traffici ferroviari interessanti la linea del Brennero, sussisteva l'imposizione da parte delle F.S. che l'esecuzione della galleria fosse effettuata con tecniche tali da garantire limitati condizionamenti e rallentamenti dei convogli.

La soluzione progettuale si è subito orientata sulla realizzazione di un sottovia gettato in opera esternamente e quindi varato con la tecnologia "a spinta".

Peraltro stante le dimensioni ed i pesi conseguenti non era possibile realizzare un unico manufatto a causa delle rilevanti spinte che dovevano essere mobilitate (oltre 20.000 ton.), né era accettabile dalle F.S. la realizzazione di più manufatti spinti in serie dato il lungo periodo di rallentamento che avrebbe subito la linea del Brennero.

Al fine di ridurre al minimo le soggezioni all'esercizio ferroviario ed i relativi disagi al servizio viaggiatori è stata scelta una struttura così concepita:

- un primo manufatto a sezione biscatolare (fig. 3), dal peso di 9.000 ton., realizzato a quota di esercizio, fuori opera e posizionato definitivamente sotto la linea del Brennero mediante spinta oleodinamica, a mezzo di adeguati martinetti e contemporaneo scavo sul fronte di avanzamento del monolite stesso;
- due monoliti adiacenti, indipendenti e paralleli realizzati a quota di esercizio al di là del precedente manufatto a due fornici.

Questi due monoliti in c.a. a struttura chiusa rettangolare e scatolare, dopo un percorso di spinta a vuoto ed essere penetrati nei due fornici del primo monolite, hanno sovitpassato telesopicamente Via Piatti e i due binari del raccordo-merci, perforando il rilevato ferroviario con una inclinazione di circa 71° rispetto all'asse della linea fino alla posizione definitiva.

Anche questi monoliti sono stati spinti con martinetti oleodinamici, provvedendo contemporaneamente allo scavo sul fronte di avanzamento dei monoliti stessi.

Detti scatolari sono risultati del peso complessivo di 12.000 ton. (6.000 ton. l'uno).

Questa soluzione è risultata compatibile con il profilo altimetrico delle infrastrutture ferroviarie e stradali, a parte una variante altimetrica apportata a Via Spianà.

## 3. L'ESECUZIONE DEI LAVORI

### 3.1 Problematiche generali

Al fine di poter aprire al traffico le opere prima dell'inizio dei Campionati Mondiali di Calcio, il contratto ha stabilito la scadenza dei lavori il giorno 15 maggio 1990.

L'Impresa appaltatrice ha avuto quindi a disposizione per la realizzazione delle opere circa nove mesi, in quanto la consegna dei lavori è stata effettuata nel mese di agosto del 1989.

La ristrettezza dei tempi ha quindi comportato un notevole condizionamento all'organizzazione del cantiere ed al programma dei lavori.

Necessariamente il monolite biscatolare ed i due telescopici sono stati eseguiti pressoché contemporaneamente.

Da questa scelta obbligata né è scaturita la necessità di realizzare una platea di varo più estesa, due muri di spinta ed un maggior percorso a vuoto degli scatolari doppi.

Al fine di aumentare il volume dei getti giornalieri sono state progettate delle casseforme alte 7,00 metri e, a causa delle forti spinte, a cui erano sottoposte sono state sostenute da un particolare sistema di puntoni (foto 1).

Inoltre l'Impresa è stata costretta a raddoppiare la mano d'opera e ad approvvigionare un quantitativo doppio di centinature, in condizione di mercato che offriva scarse disponibilità.

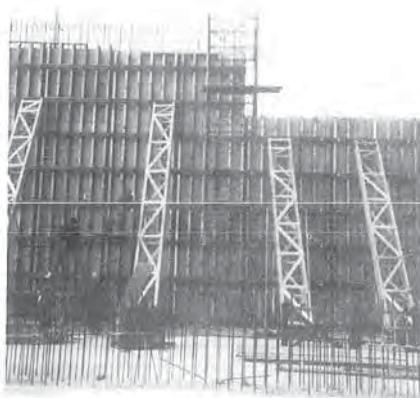


Foto 1 - Casseformi del monolite biscatolare dell'altezza di 8 metri sostenuto da particolari puntoni.



Foto 3 - Linea F.S. Scalo merci rafforzata con fasci di binari in corrispondenza dei due monoliti telescopici. Sono visibili le travi di manovra binate.



Foto 2 - Monolite scatolare telescopico in fase di spinta con martinetti oleodinamici entro una canna del monolite biscatolare già posizionato sotto la linea F.S. del Brennero.

Al fine di poter operare con continuità i calcestruzzi sono stati additivati con sostanze acceleranti la presa, i getti sono stati miscelati con idonei antigelo nei giorni con temperature rigide.

### 3.2 Le fasi costruttive

#### 3.2.1. Platea di varo e muro reggpsinta

La platea di varo è stata eseguita mediante una soletta continua dello spessore di 40 cm. previa bonifica e compattazione del terreno di appoggio.

All'estremità della platea (opposta al corpo ferroviario) è stato collegato un muro reggpsinta avente la funzione di contrastare la spinta dei martinetti nella fase di infissione. Detta forza è stata uniformemente distribuita sulla parete con una trave rigida in acciaio.

Per le solette di varo, di controspinta e per i muri di contrasto sono stati impiegati 3.000 mc. di cls e 600.000 kg. di acciaio di armatura.

#### 3.2.2. Monoliti

Sulla platea di varo sono stati costruiti i tre monoliti aventi le dimensioni e le caratteristiche di seguito riportate.

Manufatto biscitolare in c.a.:

- larghezza netta interna ml. 30.90;
- altezza netta interna ml. 9.70;
- lunghezza totale manufatto ml. 39.00;
- spessore dei muri verticali ml. 1.30;
- spessore della soletta inferiore ml. 1.30;
- spessore della soletta superiore ml. 1.30;
- quantità dei calcestruzzi mc. 3.400;
- Acciaio per armatura in c.a. kg. 460.000.

Questo primo manufatto che attraversa i due binari della linea viaggiatori Verona-Brennero è stato eseguito perforando l'attuale rilevato ferroviario in senso perpendicolare alla linea stessa.

Successivamente sono stati inseriti (foto 2), dentro quest'ultimo, due monoliti telescopici paralleli realizzati anch'essi fuori opera, in c.a. a struttura chiusa scatolare a sezione rettangolare aventi ciascuno le dimensioni :

- larghezza netta interna ml. 12.30;
- altezza netta interna ml. 7.40;
- altezza utile di traffico ml. 5.00;
- lunghezza del monolite lato Nord ml. 56.30;
- lunghezza del monolite lato Sud ml. 61.50;
- lunghezza delle parti ml. 1.00;
- spessore delle solette ml. 1.00;
- quantità complessiva di calcestruzzo mc. 4.400;
- acciai per armatura c.a. kg. 1.100.000.

#### 3.2.3 Le operazioni di spinta

La spinta è stata realizzata con 70 martinetti da 150 ton. collegati in serie, posti a contrasto e comandati da tre centraline oleodinamiche da 80 HP.

Ad ogni fine corsa del pistone i martinetti sono stati fatti rientrare con successivo spessoramento dello spazio di avanzamento a mezzo di profilati in acciaio. [1]

Con l'avanzamento del monolite, ogni 4,00 m. di spinta, si è reso necessario gettare una seconda platea non armata, in modo tale da contrastare la spinta e scaricarla sul muro. In totale sono stati impegnati centocinquanta distanziatori di spinta da 4,00 metri.

Le operazioni di spinta e di scavo all'interno dei monoliti si sono svolte con orario continuativo, evitando le interruzioni dei lavori, soprattutto per limitare la formazione di cavità all'esterno dei singoli

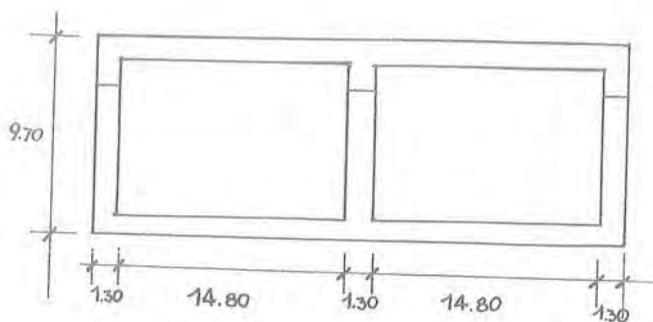


Fig.4 - Sezione trasversale del manufatto biscatolare.



Foto 4 - Panorama dell'imbocco lato Verona della galleria artificiale S. Massimo.

monoliti in avanzamento e provvedendo comunque al tempestivo intasamento degli sfornellamenti. La spinta del monolite biscatolare è stata effettuata in cinque giorni.

Per l'attraversamento dei due binari della linea del Brennero le F.S. hanno preferito dirottare i convogli sugli adiacenti binari dello scalo merci per cinque giorni, anziché sottostare ad un rallentamento di circa trenta giorni, permettendo così una rapidissima infissione in assenza di traffico ferroviario.

Il sostegno delle rotaie, sotto traffico, dei due binari dello scalo merci, è stato realizzato con "travi di varo" in acciaio binate, appoggiate con una estremità sulla soletta del monolite in avanzamento e con l'altra su adeguate basi create sul rilevato ferroviario e contrastate in modo tale da agevolare lo scorrimento fra le travi stesse e l'estradosso del manufatto [2].

Sono state impiegate venti travi di manovra della lunghezza di 14,00 ml. -

I binari sono stati opportunamente irrigiditi da fasci di rotaie sospesi, secondo le disposizioni impartite dall'Ente Ferrovie (foto 3).

Tutte le superfici sono state adeguatamente impermeabilizzate in modo da evitare infiltrazioni d'acqua. Si è anche reso necessario provvedere al consolidamento della spalla di un cavalcaferrovia adiacente con micropali armati Ø 200 lunghi 24,00 ml., in modo da garantire la stabilità al manufatto durante l'avanzamento dei monoliti.

Il tempo impiegato per la spinta dei due monoliti telescopici è stato di venticinque giorni.

Si sono inoltre resi necessari otto ponti di transito.

#### 4. PROBLEMATICHE AMMINISTRATIVE

##### 4.1. Le autorizzazioni

L'Impresa ha potuto iniziare i lavori subito dopo la consegna, in quanto tutte le occupazioni temporanee delle aree sono state effettuate tempestivamente dal Comune di Verona, competente per gli espropri.

Inoltre la Direzione dei Lavori ha per tempo concordato con detto Comune il programma delle interruzioni stradali necessarie per l'esecuzione dei lavori, anche al fine di limitare i disagi per i residenti.

I rapporti con l'Ente F.S. sono stati improntati in un clima di grande comprensione e collaborazione, per cui nessun problema si è venuto a creare. Tutte le pratiche tecnico-amministrative, le operazioni di varo dei monoliti, il ripristino delle linee, nonostante la loro complessità, si sono svolte nel massimo ordine e tempestività.

Una particolare attenzione è stata rivolta al problema della sicurezza del cantiere. L'Impresa d'Intesa con la Direzione Lavori ha redatto, ai sensi della Legge 29 maggio 1989 n°. 205, i piani di sicurezza, tenendo presente la tipologia del lavoro. Detti piani sono stati particolarmente curati anche nell'ottica della delicata situazione politico-sociale e delle polemiche che hanno coinvolto i cantieri edili impegnati nelle opere afferenti i Campionati Mondiali di Calcio [3].

E' bene sottolineare che nel corso dei lavori non è accaduto alcun incidente; ciò conferma l'accuratezza delle disposizioni e l'assoluta osservanza di tutte le vigenti norme antinfortunistiche.

##### 4.2 Note contabili

Al fine di semplificare la contabilizzazione delle operazioni di spinta dei manufatti, in sede di progettazione è stato formulato un prezzo comprensivo di tutti gli oneri sostenuti dall'Impresa ad eccezione della costruzione fuori opera dei monoliti nonché gli eventuali lavori di completamento e finitura da pagarsi a parte con i relativi prezzi di elenco.

I vari oneri sono stati elencati e dettagliati minutamente al fine di evitare contestazioni o riserve da parte dell'Impresa.

In particolare il prezzo di tariffa è comprensivo dell'infissione e della traslazione del monolite scatolare in c.a. dalla posizione di costruzione (adiacente alla sede ferroviaria) a quella definitiva sotto la sede ferroviaria stessa.

Si è specificato che la spinta è effettuata con dispositivo oleodinamico e contemporanea esecuzione dello scavo in materie di qualsiasi natura, consistenza e durezza all'interno del manufatto, con qualsiasi mezzo e con ogni precauzione al fine di evitare smottamenti della sede ferroviaria o cedimenti dei binari sovrastanti. Il prezzo compensa anche lo scavo, il trasporto e lo scarico per l'intero volume necessario sia per quanto riguarda l'opera definitiva, sia per tutte indistintamente le opere provvisorie, l'eventuale demolizione di trovanti, di murature di qualsiasi tipo e quanto altro ostacolasse l'avanzamento del manufatto.

E' compreso ogni onere e soggezione derivante dall'esecuzione della spinta sotto binario in esercizio, la costruzione della platea di varo, di un'adeguata parete reggispinta e del rostro di avanzamento o metallico in conglomerato cementizio armato, la costruzione e la successiva demolizione e rimozione delle opere e delle strutture di tipo provvisorio.

Sono altresì compresi e compensati i seguenti ulteriori oneri:

- la progettazione ed il dimensionamento del manufatto e di tutte le opere provvisorie e delle attrezzature occorrenti per la spinta;
- i materiali di consumo e l'energia;
- il trasporto, l'installazione, il noleggio, lo smontaggio e l'allontanamento a lavori ultimati dei meccanismi e delle attrezzature;
- gli oneri per l'occupazione temporanea dei terreni di proprietà non ferroviaria e le pratiche relative, nonché il risarcimento dei danni conseguenti l'occupazione e la risoluzione delle relative vertenze insorgenti in materia;
- i perditempi e gli oneri connessi, di qualsiasi entità, conseguenti al ritrovamento o presenza nell'ambito del cantiere di manufatti, cavi, tubazioni ed al loro spostamento, che rimane di competenza degli Enti interessati;
- gli oneri per l'esecuzione della infissione e traslazione eventualmente eseguite in fasi successive con stazioni intermedie di spinta e con ogni necessaria apparecchiatura occorrente;
- l'eventuale demolizione della parete di reggispinta e della platea di varo a lavori ultimati ed i ripristini necessari (rinterri, rimozione di opere provvisorie, ecc.);
- ogni altro onere per porre il manufatto nella posizione definitiva nella sede ferroviaria.

Il prezzo è formulato per ogni metro lineare di spinta del manufatto principale e per ogni metro lineare di larghezza esterna del monolite.

Analogamente per il varo dei monoliti telescopici senza l'esecuzione dello scavo (traslazione a vuoto) il prezzo è formulato per ogni metro lineare di spinta e per ogni metro lineare di larghezza esterna.

## 5. RICONOSCIMENTI

*Committente:* A.N.A.S. (65%) e Comune di Verona (35%)

*Progetto Generale:* TECHNITAL s.p.a. Verona

*Direttore dei Lavori:* dr. ing. Fabio ABBRUZZESE - Compartimento A.N.A.S. per il Veneto - Venezia

*Impresa esecutrice dei manufatti e tecnologia di spinta:* PETRUCCO s.r.l. Cividale del Friuli (UD)

I'OGGLIA s.p.a. Parma

*Direzione Tecnica dell'Impresa:* dr. ing. Alvisè PETRUCCO

*Consulente Tecnica Opere Ferroviarie:* dr. ing. Quirido CASTELLANI

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] B. BISTAGNINO - G. LAGUZZI, *Sottovia ferroviari gettati in opera e prefabbricati variati*, Le strade, n°. 1193 (1980, pagg. 529 - 538);
- [2] I. FRASCARI - C. PIRETTI, *Costruzione di sottopasso con tecnologia di posa in opera "a spinta"*, L'Industria Italiana del Cemento, n. 1, (1982, pagg. 17 - 36);
- [3] F. ABBRUZZESE, *I piani di sicurezza nei cantieri*, La Rassegna dei Lavori Pubblici, (In corso di pubblicazione)

PANNELLO ALVEOLARE IN C.A. OD IN C.A.P., "HOLCOR" "R",  
MULTIARMATO, PRODOTTO CON SISTEMA INDUSTRIALE  
DI NUOVA CONCEZIONE

Gennaro CAPUANO  
Università di Napoli



Gennaro CAPUANO

Ingegnere Civile  
(della Università di Napoli)

PANNELLO ALVEOLARE IN C.A. OD IN C.A.P., "HOLCOR"<sup>™</sup>"R", MULTIARMATO,  
PRODOTTO CON SISTEMA INDUSTRIALE DI NUOVA CONCEZIONE.

#### SOMMARIO

La memoria illustra le caratteristiche innovative del pannello alveolare in c.a. e c.a.p. "HOLCOR", realizzato con un sistema industrializzato del tutto originale.

Tale sistema è stato ideato e brevettato per consentire l'esecuzione di un pannello alveolare in grado di essere armato con acciaio lento nelle costole e nelle soole, oltre che venire precompresso con acciaio armonico.

#### SUMMARY

The paper illustrates the innovations introduced by the reinforced concrete or prestressed concrete hollow core slabs whose registered mark trade is "HOLCOR", made in a really new manufacturing system.

This system has been created and patented in order to produce a hollow core slab which can be reinforced either with prestressed or with structural steel and whose webs and flanges can be both reinforced with structural steel so that we can avoid having brittle parts and shear strength can be increased.

## 1. PREMESSA

### 1.1. La nuova Normativa delle costruzioni prefabbricate.

Con Decreto 3.12.1987 Ministero LL.PP., in base al disposto dell'art.1 della Legge n. 64 del 2.2.1974, sono state emanate le Norme Tecniche per la progettazione ed esecuzione delle costruzioni prefabbricate; e ciò per un progressivo adeguamento alle Normative Europee, adeguamento che dovrà venire perfezionato entro il 1993.

### 1.2. Influenza della Normativa sui pannelli alveolari.

Le Norme Tecniche suddette contengono indicazioni cogenti per l'esecuzione ed il montaggio dei pannelli alveolari.

Esse in dettaglio sono: a)-Obbligo di produzione in serie controllata per pannelli di solaio privi di armatura a taglio nelle costole. b)-Per la formazione degli orizzontamenti in zona sismica, obbligo di vincoli in grado di trasmettere forze orizzontali prescindendo dalle resistenze di attrito, escludendo comunque vincoli a comportamento fragile. c)-Se si assume l'ipotesi di comportamento a diaframma dell'intero orizzontamento, (condizione indispensabile per le strutture ad elementi bidimensionali), i pannelli dovranno essere collegati tra loro e con le travi o i cordoli di testata e laterali. d) - Nello spessore di ogni solaio si devono prevedere, nelle due direzioni, incatenamenti formati da armature metalliche meccanicamente continue colleganti muri e facciate opposte ed interessanti tutti i pannelli verticali. e) - Specificamente per le zone sismiche, sono obbligatori due collegamenti di armatura nel cordolo laterale per solai di luce maggiore di mt. 6.00 ed uno per luci comprese tra 6.00 e 4.00. f) - Sugli appoggi deve realizzarsi una continuità di armatura con le campate contigue o formante nodo con quella del cordolo orizzontale di testata.

## 2. IL PANNELLO ALVEOLARE MULTIARMATO "HOLCOR".

### 2.1. Presentazione

Il pannello alveolare "HOLCOR" "R" di cui diamo descrizione, viene prodotto negli Stabilimenti della A.C.T.A.- Anonima Costruzioni Tecnologie Avanzate, di Ceprano e di Frosinone con un nuovo procedimento industrializzato.

Il pannello "HOLCOR" "R", pur conservando tutte le favorevoli caratteristiche dei pannelli alveolari precompressi prodotti con vibrofinitrici per formazione o per estrusione, (quali l'autoportanza, il ridotto peso unitario, l'economicità e la velocità di produzione), viene realizzato con un procedimento che consiste nel gettare calcestruzzo, con opportuno slump, su una pista metallica sulla quale vengono predisposte le armature pretese, o lente, ovvero entrambe nel caso di precompressione parziale. La pista è delimitata da sponde laterali apribili idraulicamente, mentre nel senso della sua lunghezza vengono fissati, alle precise distanze dettate dagli abachi, separatori metallici opportunamente sagomati che servono sia per la determinazione della lunghezza del pannello, che di appoggio ad anime metalliche vibranti sistemate nel numero ed alla distanza voluti entro la larghezza della pista. (Foto n.1)

Il getto di calcestruzzo avvolge completamente dette anime, che vengono mantenute in vibrazione finché tutto il materiale sia stato uniformemente distribuito e l'intradosso del pannello sia risultato perfettamente in piano (Foto n.2); segue l'apertura automatica delle sponde e l'immediata estrazione delle anime che, trainate da macchina semovente (Foto n.3), scorrono negli alloggiamenti praticati nei separatori trasferendosi lungo la pista in sincronia con le sponde stesse, nello spazio disponibile al getto del pannello successivo. La ripetizione delle fasi descritte consente il completamento rapido della intera pista e la formazione di un numero finito di pannelli (Foto n.4), pronti per la maturazione artificiale, provocata dal riscaldamento di

serpentine di tubi sottostanti le piste metalliche; a maturazione avvenuta, comprovata dal raggiungimento delle resistenze prescritte di rottura a compressione di provini di cls soggetti ad identico trattamento di vibrazione e di maturazione, si procede all'allentamento della testata di tiro ed al successivo taglio dei trefoli, trasferendo così la precompressione ad ogni singolo pannello.

## 2.2. Originalità nella formazione del pannello "HOLCOR"

Il nuovo sistema di produzione messo a punto consente, a totale differenza dagli altri sistemi, l'inserimento di armature lente in tutte le sezioni resistenti del pannello alveolare, e prima del getto di formazione del pannello stesso.

In tal modo vengono soddisfatte tutte le richieste della Normativa di cui alla Premessa, perseguendo una serie di vantaggi ordinatamente esposti nel sèguito della Memoria.

## 2.3. Nervature (costole), armate a taglio.

Sottolineando ancora come il pannello "HOLCOR" "R" possa essere considerato e trattato come una normale struttura gettata in cassero, nel dettaglio si evidenzia un primo risultato raggiunto: l'inserimento di normali armature a taglio (staffe), nelle nervature verticali, di qualsiasi diametro, forma e dimensioni, con le ovvie limitazioni determinate dagli spessori delle costole stesse: la possibilità di predisporre armature a taglio, oltre ad evitare al produttore l'esigenza di sottoporsi alla serie controllata, consente di superare il limite imposto dal Regolamento nella verifica al taglio in presenza di solo cls, ( $\sigma_{c0}$ ), e di raggiungere il valore della massima tensione tangenziale per solo taglio ( $\sigma_{c1}$ ), con notevole miglioramento prestazionale. Inoltre, nel caso, frequentissimo, di solai di grandi luci e di notevoli portate, ( laddove sarebbe più corretto riferirsi alla normativa delle travi ), anche in caso di

contenimento della tensione tangenziale per solo taglio entro il limite  $\sigma_{c0}$ , sarebbe senz'altro opportuno garantire un minimo di armatura metallica resistente a taglio, eliminando nervature fragili, affidate alla resistenza a trazione del c/c.

#### 2.4. Armatura superiore agli appoggi.

Dando per scontata la capacità dei solai alveolari di godere della continuità sugli appoggi, il problema della armatura superiore lenta viene immediatamente risolto tramite l'inserimento di ferri superiori, nel numero e nei diametri derivanti da calcolo, fuoriuscenti dalle testate (Foto n. 5) ed ancorati all'interno del pannello; tali ferri si sovrapporranno a quelli del pannello successivo, o formeranno nodo nel cordolo di testata. Da sottolineare che in tal modo non occorre praticare fresature nè inserire armature aggiuntive in opera.

#### 2.5. Collegamenti di armatura nel cordolo laterale.

Proseguendo nella disamina delle possibili armature lente inserite prima della formazione nei pannelli "HOLCOR" "R", si evidenzia una delle più interessanti caratteristiche intrinseche del sistema. Le staffe fuoriuscenti sui fianchi, (Foto n. 6, primo pannello in basso) configurate in modo da consentire incatenamenti tra pannelli contigui in punti discreti, con armatura metallica meccanicamente continua, tramite avvitemento in opera di una spirale metallica.

Tale dispositivo risolve compiutamente il problema delle armature disposte nello spessore di ogni solaio nella direzione ortogonale a quella della orditura, nonchè la richiesta del paragrafo e) del Punto 2.11.2, terzo Capoverso relativamente ai collegamenti di armatura in zona sismica per luci sopra i 4 metri, senza dover ricorrere a reti metalliche appoggiate sull'estradosso del solaio, successivamente annegate nel getto di una cappa superiore aggiunta in opera. Tale operazione, oltre ad

appesantire il solaio stesso, presenta un notevole inconveniente dal momento che declassa il solaio, inserendolo tra quelli con cappa aggiuntiva in opera, per i quali espressamente la Normativa prevede una notevole penalizzazione sugli spessori minimi in funzione delle luci. Da ciò risulta evidente quanto sia vantaggioso disporre delle staffe di collegamento previste dal sistema "HOLCOR" "R".

## 2.6. La particolare configurazione delle pareti laterali.

Come si vede dai pannelli raffigurati nella Foto n.7, l'utilizzo di una sponda metallica apribile, ha consentito di conformare i fianchi con una ordinata sequenza di vuoti e di pieni; affiancando i pannelli si formano pertanto, con i getti di sutura, bielle compresse di cls resistenti allo scorrimento che, in uno con gli incatenamenti di cui al punto precedente, assicurano il richiesto comportamento a diaframma monolitico dell'intero solaio, così come indispensabile per un corretto funzionamento da organismo spaziale per strutture assiemate e soggette a forze verticali ed orizzontali. (Vento o azioni di tipo sismico).

## 3. PROVE DI CARICO.

Onde verificare sperimentalmente il comportamento dei pannelli alveolari sotto carico, sono state organizzate a cura del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali dell'Istituto di Costruzioni della Università di Napoli, ed eseguite presso lo stabilimento di produzione dell'A.C.T.A. di Ceperano (FR), serie di prove di carico su pannelli di varie luci ed armature; senza dettagliare i risultati ottenuti, si vuole solo richiamare l'attenzione sulla prova rappresentata nelle foto dal n.9 a seguire, nella quale un pannello "HOLCOR"  $h=20$  cm., luce mt. 7.20, progettato per un sovraccarico per aule scolastiche, è

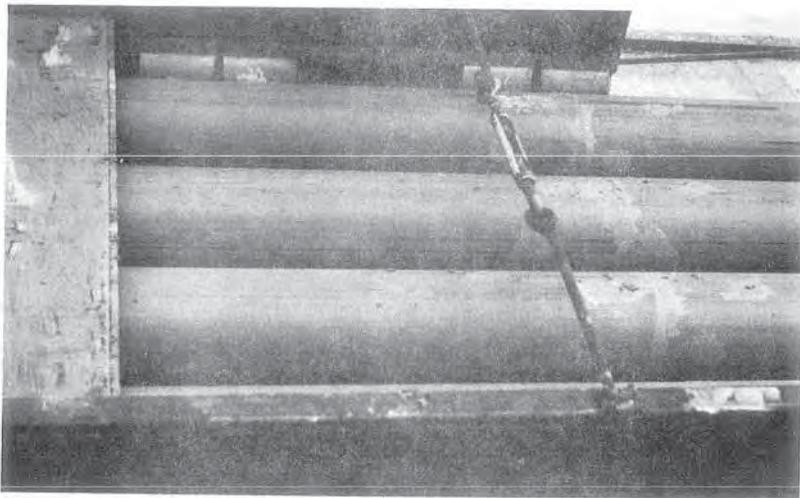
stato caricato con un carico concentrato in mezzaria di 48 KN; in corrispondenza di tale carico di prova, le sollecitazioni unitarie risultavano 2.9 multiple di quelle di esercizio.

Le deformazioni contenute in limiti trascurabili, la totale assenza di lesioni o cavillature, il perfetto azzeramento dei comparatori allo scarico, indicavano come non fosse stato superato in nessuna sezione il limite di Hooke.

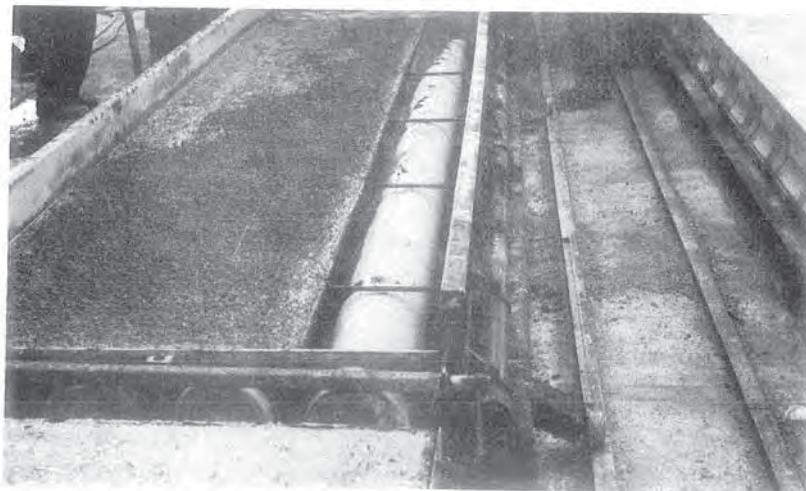
#### 4 CONCLUSIONE

La struttura proposta, già posta in opera con notevoli risultati, pretendeva di risolvere, come in effetti ha risolto, tutti i problemi derivanti dalla corretta applicazione della nuova Normativa sulle strutture prefabbricate, senza ricorrere a stravolgimenti strutturali o a complicazioni di montaggio; dacchè i costi si mantengono in perfetta linea con altri prodotti simili pur se privi delle caratteristiche di innovazione apportate, si ritiene che l'insieme dello studio svolto, prima di carattere teorico e poi sottoposto alle necessarie verifiche sperimentali, ed ormai garantito dalle applicazioni eseguite, si inserisca a pieno titolo nel tema "L'evoluzione delle costruzioni di c.a. e c.a.p.", investendone sia gli aspetti teorici, sia quelli progettuali, esecutivi e normativi.

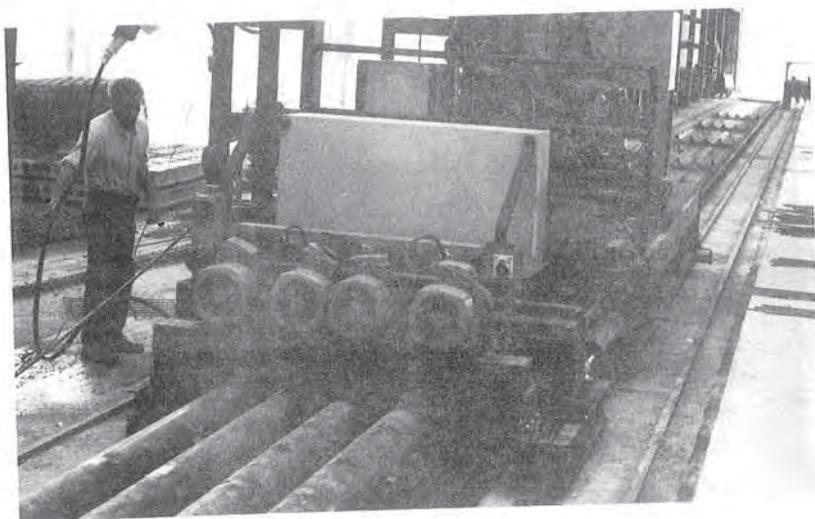
5. ILLUSTRAZIONI



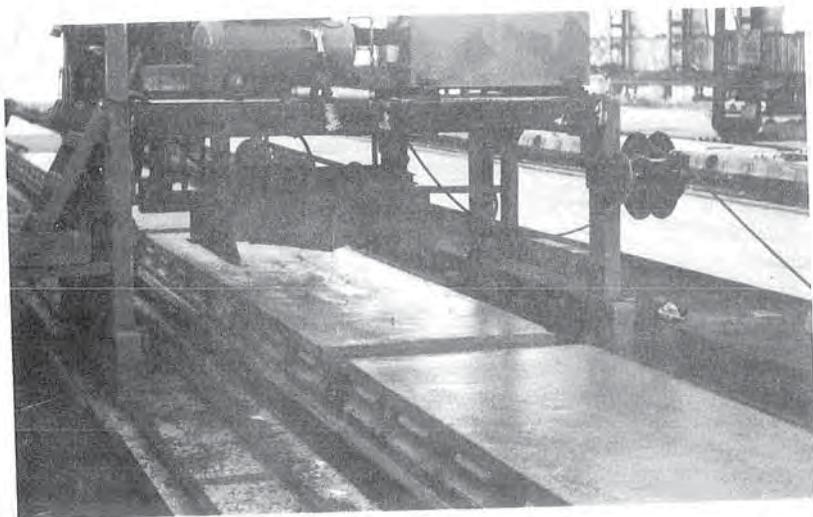
FOTOGRAFIA N°1 : Anime vibranti posizionate tra le sponde.



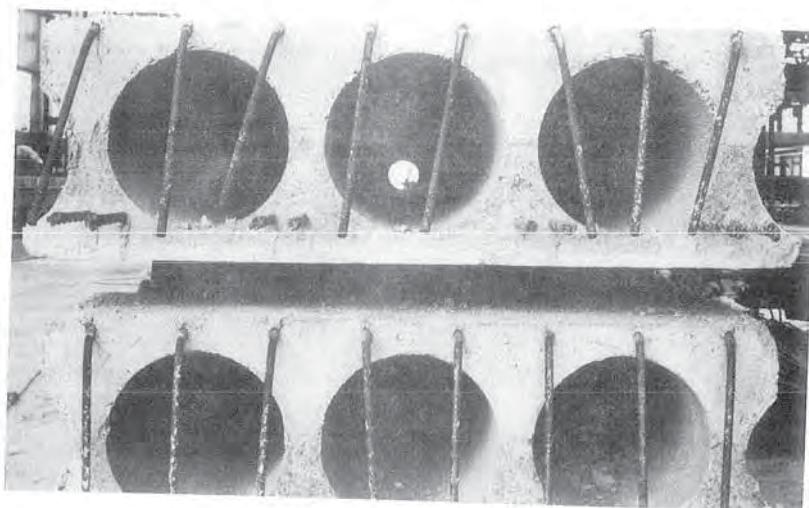
FOTOGRAFIA N°2 : Pannello finito (sottomodulo, v. pannello centrale della Foto n.6).



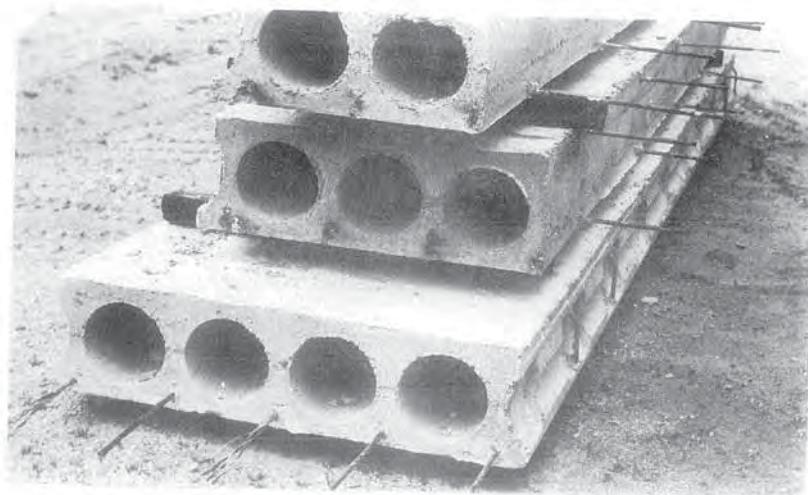
FOTOGRAFIA N° 3 : Macchina semovente per sfilamento anime.



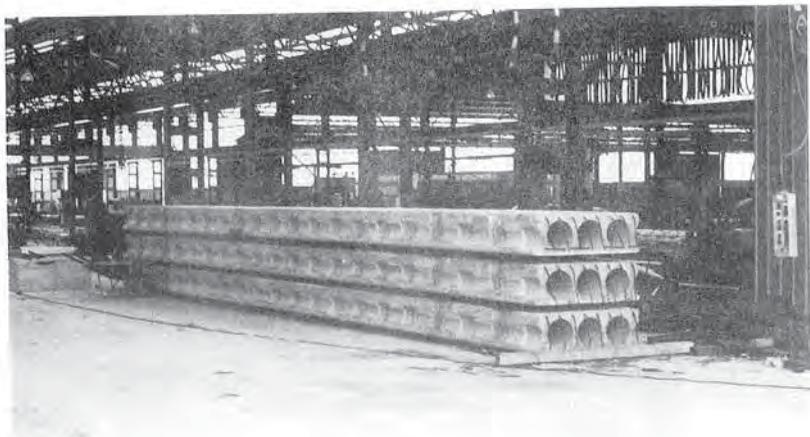
FOTOGRAFIA N° 4 : Pannelli finiti, posti a maturazione.



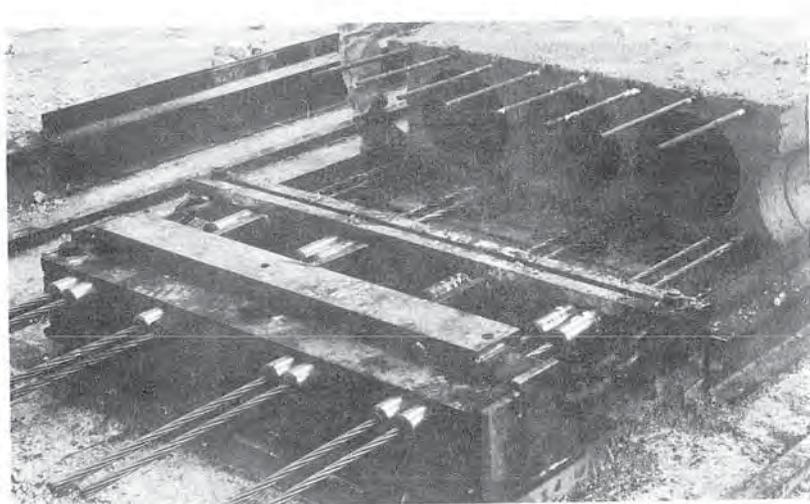
FOTOGRAFIA N°5 : Dettaglio testate con armatura superiore  
lenta.



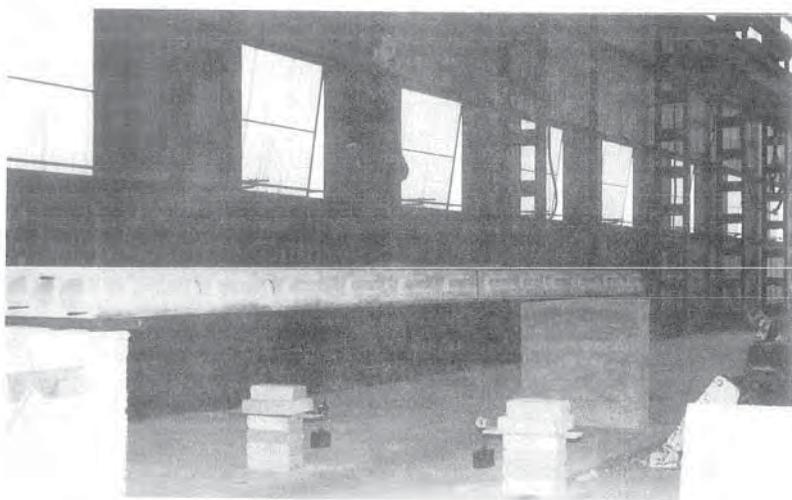
FOTOGRAFIA N° 6 : Pannelli interi e sottomoduli a  
stoccaggio, dettaglio staffe laterali del  
pannello inferiore.



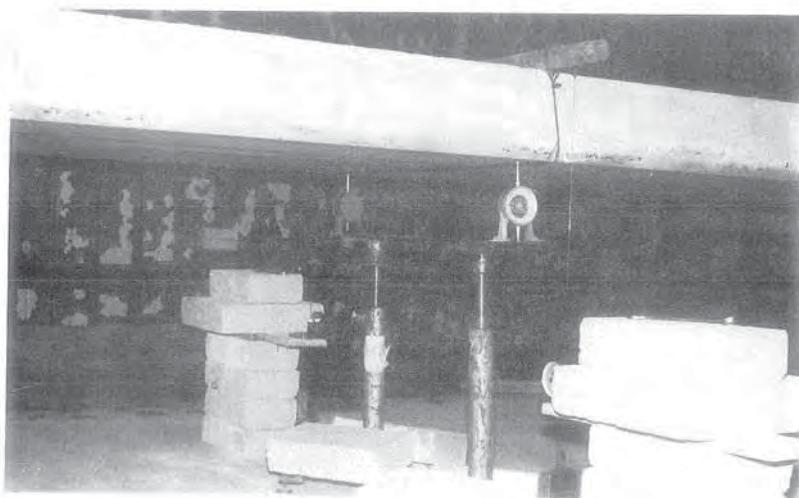
FOTOGRAFIA N° 7 : Pannelli L=1250 cm. Dettaglio fianchi.



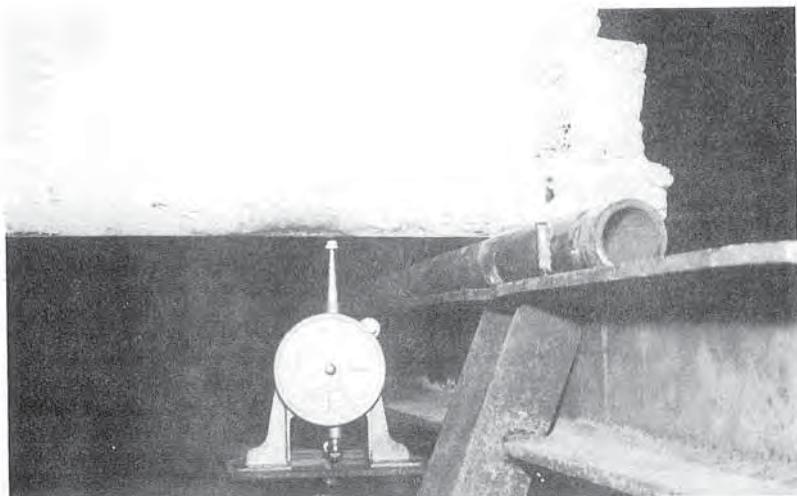
FOTOGRAFIA N° 8 : Testata fissa, dettaglio n.8 trefoli da 0,6" prima del rilassamento.



FOTOGRAFIA N° 9 : Pannello L=720 cm., in appoggio su rulli.



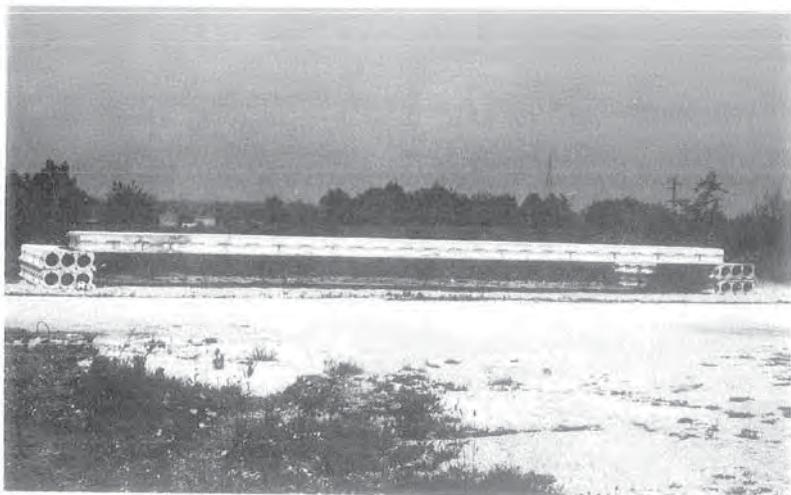
FOTOGRAFIA N° 10 : Flessimetri FERRERO in mezz'aria, a diretto contatto con la struttura.



FOTOGRAFIA N° 11 : Dettaglio appoggio su rulli .



FOTOGRAFIA N° 12 : Carico concentrato di 48 KN.



FOTOGRAFIA N° 13 : Coppia di pannelli  $L= 1820$  cm, da sottoporre a prova di carico.

IL CONTRIBUTO DEGLI ADDITIVI AL PROGRESSO TECNOLOGICO NELLE  
COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

Mario COLLEPARDI  
Dipartimento di Scienze dei Materiali e della Terra - Università di Ancona

Pierluigi CIFERNI - Sandro SCABINI  
MAC S.p.A. Modern Advanced Concrete - Treviso



## IL CONTRIBUTO DEGLI ADDITIVI AL PROGRESSO TECNOLOGICO NELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

**Mario COLLEPARDI**

Professore Ordinario  
Dip. di Scienze dei Materiali e della Terra  
Facolta' di Ingegneria  
Universita' di ANCONA

**Pierluigi CIFERNI**

Ingegnere  
MAC SpA Modern Advanced Concrete  
TREVISO

**Sandro SCABINI**

Ingegnere  
MAC SpA Modern Advanced Concrete  
TREVISO

### SOMMARIO

Viene storicamente e criticamente esaminato il contributo al progresso tecnologico delle costruzioni in c.a. e c.a.p. derivante da parte degli additivi. Vengono presentate alcune opere, realizzate dagli anni '60 agli anni '80, per la costruzione delle quali gli additivi hanno fornito un significativo vantaggio tecnico sia dal punto di vista esecutivo che progettuale.

### SUMMARY

The contribution of concrete admixtures, to the technological progress in the field of reinforced and prestressed concrete structures is critically examined from a historical point of view. Some projects, realized from '60 to '80, will be discussed: in these projects the admixtures have given a significant technical advantage for both the execution and the design of the concrete structures.

### 1. PREMESSA

Da sempre gli additivi sono stati impiegati nelle costruzioni in calcestruzzo per la soluzione di problemi inerenti le tecniche esecutive o le prestazioni in servizio [1].

I primi additivi utilizzati riguardavano *soltanto* il miglioramento del processo produttivo consistente in una accelerazione o un ritardo dei fenomeni di presa e di primo indurimento (additivi acceleranti e ritardanti) senza, tuttavia, modificare significativamente le caratteristiche delle strutture in servizio.

Solo agli inizi degli anni '20, apparve il primo brevetto riguardante un additivo capace di migliorare sensibilmente le prestazioni delle strutture in servizio (attraverso la riduzione del rapporto acqua/ce-

mento) c/o agevolare la messa in opera del conglomerato (attraverso l'aumento della lavorabilità); nacquero in quegli anni i primi additivi fluidificanti [2], precursori degli attuali superfluidificanti [3].

Verso la fine degli anni '30 furono scoperte (casualmente) le sorprendenti proprietà dei calcestruzzi aerati [4], capaci di *durare* anche se esposti ai cicli di gelo-disgelo: da allora negli Stati Uniti il termine *durabilità* è ancora usato, sia pure impropriamente, come sinonimo di resistenza ai cicli di gelo-disgelo, e gli additivi aeranti sono entrati a far parte della prescrizione del calcestruzzo di tutte le opere in c.a. e c.a.p..

Nella presente memoria vengono presi in considerazione solo gli additivi fluidificanti, superfluidificanti ed aeranti, capaci di migliorare le prestazioni in servizio delle strutture in c.a. e c.a.p., anche se, come si vedrà, il loro effetto sul ciclo produttivo del calcestruzzo (trasporto, getto, vibrazione, ecc.) sia tutt'altro che trascurabile. In particolare, viene presentata un'analisi critica e storica dei progressi conseguiti, con l'uso degli additivi, nella tecnologia delle costruzioni in c.a. e c.a.p., attraverso alcuni significativi esempi di importanti realizzazioni in Italia e all'estero negli ultimi 30 anni.

### 1.1. Gli Additivi fluidificanti e superfluidificanti

Questi due additivi appartengono in realtà alla stessa categoria, giacchè essi esplicano la stessa funzione con la sola differenza di presentare una prestazione quantitativamente diversa, e cioè maggiore nei superfluidificanti che non nei fluidificanti.

Entrambi gli additivi sono in grado di rendere più lavorabile il calcestruzzo senza modificarne il rapporto acqua/cemento (*a/c*) dal quale dipendono significativamente tutte le proprietà del conglomerato indurito: resistenza meccanica, durabilità, ritiro, scorrimento viscoso, ecc. In linea di massima, a parte il rapporto *a/c*, un additivo fluidificante è in grado di migliorare la lavorabilità del calcestruzzo fresco con un incremento, in termini di *slump*, di 5-10 cm; l'additivo superfluidificante, invece, è in grado di far aumentare la lavorabilità, sempre in termini di *slump* di 15-20 cm.

Il ruolo giocato da questi additivi è ovviamente molto utile laddove si debba adottare (per esigenze progettuali) un basso rapporto *a/c* nel calcestruzzo; la qual cosa, senza la presenza di questi additivi, renderebbe molto arduo se non impossibile, il trasporto, il getto e la costipazione da parte dell'impresa, per la ridotta lavorabilità dell'impasto fresco. Gli additivi fluidificanti e superfluidificanti, consentono in sostanza di conciliare le esigenze, talvolta antitetiche, della progettazione e della committenza, entrambe interessate alla qualità del conglomerato nella struttura in servizio, e dell'impresa di costruzione più attenta, invece, alla semplificazione e facilitazione delle operazioni esecutive sul cantiere di costruzione.

Val la pena di precisare che, ove l'ottenimento di una elevata lavorabilità del calcestruzzo fresco non costituisca un problema, anzi sia incompatibile con la particolare tecnologia costruttiva come avviene, per esempio, nelle strutture realizzate con la tecnica dei casseri rampanti, gli stessi additivi fluidificanti e superfluidificanti possono essere impiegati per ridurre il rapporto *a/c* senza sacrificare la lavorabilità del calcestruzzo fresco: una terminologia più corretta, in questo tipo di impiego, dovrebbe privilegiare i termini di *riduttore d'acqua* e *super-riduttore d'acqua* in luogo di *fluidificante* e *superfluidificante*, rispettivamente. Nella normativa nord-americana, infatti, i termini di *water-reducer* e *high-range-water-reducer* sono appunto preferiti a quelli prevalentemente usati in Europa (*plasticizer* e *superplasticizer*), proprio per sottolineare il fatto che questi additivi sono in definitiva dei prodotti finalizzati al miglioramento delle proprietà del calcestruzzo indurito attraverso una riduzione dell'acqua, e quindi, a parità di dosaggio di cemento, ad una riduzione del rapporto *a/c* (Fig. 1).

Resta il fatto, al di là delle considerazioni semantiche sopra riportate, che l'avvento di questi additivi, e dei superfluidificanti in particolare, ha costituito in questo secolo, forse il più significativo progresso tecnologico, dal punto di vista delle proprietà del materiale, nel campo delle costruzioni in c.a. e c.a.p..

Con l'avvento dei superfluidificanti, infatti, l'ottenimento di calcestruzzi dotati di alta resistenza meccanica iniziale (20-30 MPa a 1 giorno) e finale (40-60 MPa a 28 giorni), è diventato un obiettivo facilmente attuabile in qualsiasi cantiere, ancorchè non dotato di manodopera qualificata, o di mezzi di efficiente costipazione meccanica.

Ancor più promettenti appaiono i recenti sviluppi dei superfluidificanti utilizzati congiuntamente con aggiunte minerali, quali per esempio il fumo di silice c/o le ceneri volanti, per l'ottenimento di calcestruzzi ad alta (60 MPa) ed altissima (100 MPa) resistenza meccanica, oltre che impermeabili e durevoli in ambienti anche fortemente aggressivi.

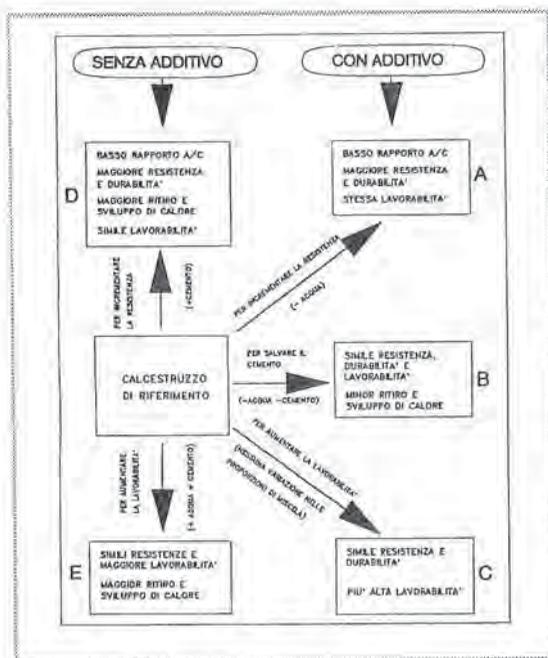


Fig. 1 - Diagramma schematico sull'effetto del superfluidificante sul calcestruzzo fresco ed indurito

calcestruzzo aerato (circa 5% in volume di aria, contro il normale valore dell'1-2%) è in grado di resistere alle sollecitazioni di fatica che si generano con la formazione ripetuta del ghiaccio nel calcestruzzo: con la formazione dei primi cristalli di ghiaccio, infatti, l'acqua non ancora congelata viene spinta nelle microbolle d'aria e si allentano, così, le tensioni generate dalla pressione idraulica derivante dall'aumento di volume (circa 9%) dell'acqua durante il processo di solidificazione.

Si è sopra accennato alle prestazioni apparentemente non molto eclatanti degli agenti aeranti, in virtù del fatto che l'inglobamento d'aria, mentre garantisce la durata delle opere in servizio nei climi freddi, non migliora, anzi penalizza, la resistenza meccanica del calcestruzzo. Si calcola che per ogni punto percentuale di aria in più, si verifica una perdita di resistenza meccanica a compressione di circa il 5%. Tuttavia, il calo di resistenza meccanica determinato dalla presenza dell'aria - peraltro indispensabile per garantire la durabilità delle opere in climi freddi - può essere abbondantemente compensato o da una riduzione dell'acqua, grazie agli additivi precedentemente menzionati, o da un aumento del dosaggio di cemento, o da entrambe i fattori: in queste condizioni è possibile garantire la resistenza ai cicli di gelo-disgelo, senza alcun sacrificio per la resistenza meccanica grazie ad una modesta riduzione (5-10%) del rapporto *a/c*.

Un esame critico delle esperienze maturate nel nostro Paese ha messo in evidenza che l'impiego di calcestruzzi aerati, nelle opere esposte all'acqua e ai climi freddi, non riscuote ancora l'attenzione che meriterebbe: anche in quei pochi lavori nei cui capitolati il progettista e/o il committente hanno prescritto un calcestruzzo con agenti aeranti, per rendere il materiale resistente al gelo, si sono riscontrate non poche resistenze a mettere in opera questo calcestruzzo nella pratica quotidiana di cantiere da parte delle imprese costruttrici: l'inglobamento dell'aria nel calcestruzzo, infatti, comporta un più rigoroso controllo delle caratteristiche del materiale prima del getto, affinché il volume d'aria non ecceda quello

## 1.2. Gli additivi aeranti

Quantunque apparentemente meno eclatanti dei superfluidificanti, gli agenti aeranti costituiscono l'altra categoria di additivi particolarmente importanti per la costruzione di opere in c.a. e c.a.p. che siano durevoli in ambienti esposti ai cicli di gelo e disgelo. Occorre ammettere che allo stato attuale, se non si ricorre all'inglobamento di aria sotto forma di microbolle del diametro di 100-200  $\mu\text{m}$ , nonostante il progresso conseguito nella produzione di calcestruzzi compatti per il loro basso rapporto *a/c*, non è ancora possibile garantire la resistenza ai cicli di gelo-disgelo delle strutture in calcestruzzo esposte contemporaneamente all'acqua ed alle basse temperature.

L'esperienza maturata soprattutto negli Stati Uniti, in Canada, nel Nord Europa e anche nelle nostre regioni del Nord Italia, nonché in quelle meridionali in alta montagna, hanno ormai evidenziato, al di fuori di ogni dubbio, che solo un

programmato e comporta penalizzazioni nella  $R_{ek}$  superiori a quelle calcolate e compensate con la riduzione nel rapporto  $u/c$ .

Resta il fatto, però, che la tecnica dell'inglobamento d'aria è l'unica collaudata ed attualmente disponibile per garantire realmente la durabilità dell'opera in climi freddi, e che questa tecnologia è comunque messa in atto dalle imprese costruttrici in molti altri Paesi, nei confronti delle quali le nostre imprese nazionali non possono certo essere classificate meno valide tecnicamente: forse un riconoscimento del maggior onere finanziario derivante dal più rigoroso controllo dell'aria inglobata potrebbe contribuire significativamente al superamento di questa *impasse* di carattere più commerciale ed organizzativo che non tecnico-esecutivo.

## 2. APPLICAZIONI ESEMPLIFICATIVE SULL'USO DEGLI ADDITIVI

Nel seguito vengono descritti alcuni esempi tipici di strutture, realizzate in Italia o all'Estero, per le quali, grazie all'impiego di additivi sopra descritti, sono stati conseguiti significativi progressi tecnologici nelle costruzioni in c.a. e c.a.p. Gli esempi che verranno presentati appartengono alle seguenti tipologie costruttive: a) ponti e viadotti; b) serbatoio; c) ciminiera; d) bacino di carenaggio; e) fondazioni armate; f) costruzioni alte.

### 2.1 Ponti e viadotti

Nel periodo compreso tra la fine degli anni '50 e la metà degli anni '70 sono state costruite alcune opere significative in aree geografiche diverse ma comunque esposte ai cicli alternati di gelo-disgelo; per le strutture in c.a. e c.a.p. di queste opere sono stati utilizzati additivi aeranti, unitamente con i riduttori d'acqua allora disponibili, e ciò ha reso possibile garantire la durabilità delle strutture, documentata da ispezioni in tempi recenti, a distanza di oltre trent'anni.

Si può segnalare come esempio il ponte sul Po (Fig. 2) in località Mortizza (Piacenza) sull'Autostrada A1, costruito nel 1957-59 dall'impresa Rizzani, su progetto dell'ing. S. Zorzi [5].



Fig. 2 - Il ponte sul fiume Po a Mortizza (1957-59) come appare oggi

Ancor più estesa e consistente è l'esperienza maturata dalla SARA per la costruzione di una serie di viadotti e gallerie sull'Autostrada A25 Roma-Pescara (Fig. 3), o di muri di sostegno nel tratto Avezzano-Torre de Passeri; per queste opere - realizzate nel periodo 1971-75 - si sono impiegati solo calcestruzzi di ottima qualità che prevedevano l'impiego di: cemento Portland 425 ( $400 \text{ kg/m}^3$ ), rapporto  $a/c$  non superiore a 0,50 (grazie all'additivo fluidificante) ed agente aerante capace di sviluppare un volume d'aria medio del 4,5% e compreso nell'intervallo 4-5,5%. Allo stato attuale nessun intervento di restauro è stato realizzato o si pensa di realizzare, dopo aver registrato l'ottimo stato di conservazione di queste opere, nonostante le condizioni climatiche non certo favorevoli alla durabilità delle strutture in c.a. e c.a.p. [6]



Fig. 3 - Un viadotto (1971-75) della A25 Roma-Pescara: la foto (1990) mostra l'ottimo stato di conservazione della struttura.

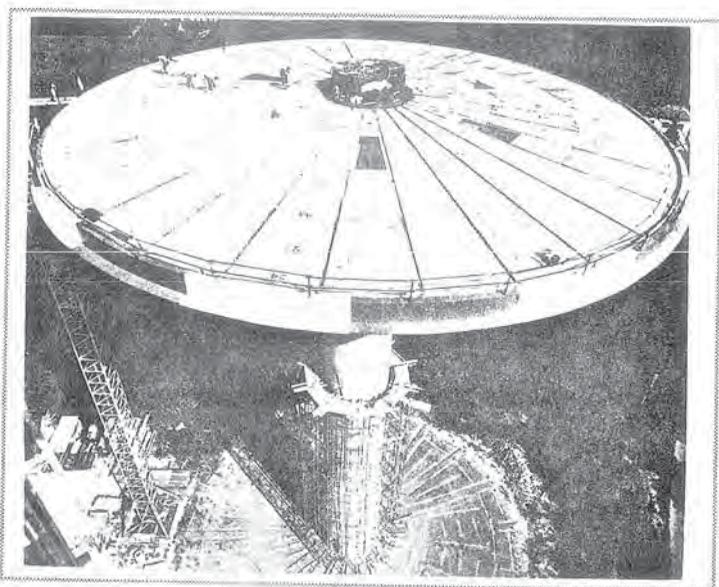
## 2.2 Serbatoio in c.a.p.

Nel 1975 è stato realizzato in zona sismica (Pordenone) un serbatoio in c.a.p. per acqua potabile (Fig. 4) della capacità di  $2750 \text{ m}^3$ , alto circa 48 m; sono stati impiegati  $700 \text{ m}^3$  di calcestruzzo trattati con additivo superfluidificante non già per ottenere un'elevata lavorabilità ( $\text{slump} = 7 \text{ cm}$ ), quanto invece per ridurre il rapporto  $a/c$  e limitare al minimo la permeabilità, il ritiro e soprattutto la deformazione viscosa (al fine di ridurre la perdita di tensione dell'acciaio a non più di  $10 \text{ kg/mm}^2$ ).

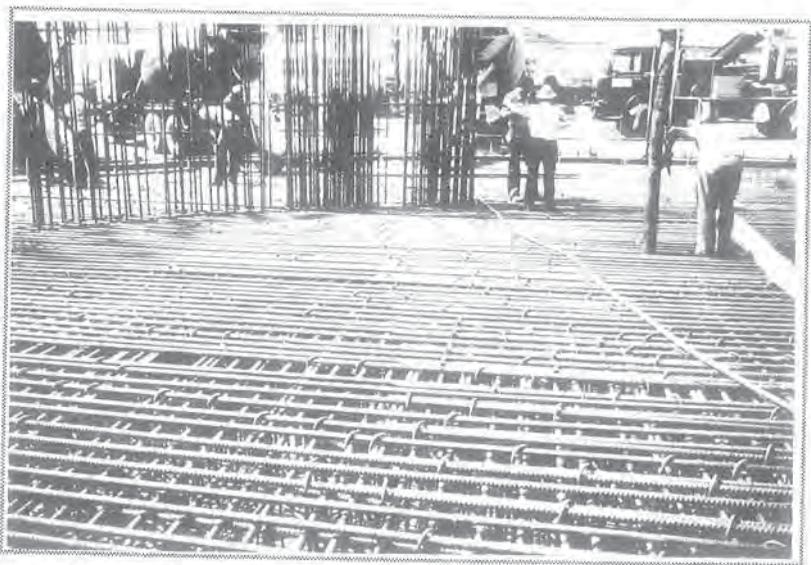
## 2.3 Ciminiera di una centrale termica

Nel 1979 è stata costruita a Monfalcone una centrale termica (ENEL) le cui strutture in calcestruzzo più significative sono costituite da una fondazione armata e da una ciminiera. Questo esempio è molto istruttivo in quanto evidenzia le due "anime" dello stesso additivo: superfluidificante e super-riduttore d'acqua.

Per la fondazione fortemente armata (Fig. 5) si richiedeva l'impiego di un calcestruzzo molto fluido ( $\text{slump} = 22 \text{ cm}$ ) ed al tempo stesso non segregabile, per il quale - volendo limitare lo sviluppo di calore



*Fig. 4 - Il serbatoio in c.a.p. per acqua potabile di Pordenone (1975) durante una fase di costruzione*



*Fig. 5 - La centrale ENEL di Monfalcone (1979): la fondazione armata*



Fig. 6 - La centrale ENEL di Monfalcone (1979): la ciminiera

La struttura è stata realizzata per la prima volta nel mondo, attraverso un getto di  $3.000 \text{ m}^3$  di calcestruzzo in 96 ore, alimentando il flusso di calcestruzzo mediante un "carosello" di 14 autobetoniere che scaricavano in continuo il materiale attraverso canalette (nelle zone periferiche) o pompe (nelle zone più centrali).

Per la costruzione della ciminiera alta 150 m (Fig. 6) si è ricorso alla tecnica dello *slip forming*, per la quale il calcestruzzo gettato doveva possedere una lavorabilità a coesistenza non fluida ma plastica (con *slump* cioè non superiore a 4-6 cm) al fine di consentire un più rapido avanzamento dei casseri rampanti: in questo caso si è impiegato un superfluidificante non ritardante, non già per fluidificare l'impasto, ma per ridurre il rapporto *a/c* e raggiungere quindi più velocemente un'alta resistenza meccanica alle brevissime stagionature.

#### 2.4 Bacino di carenaggio

Nel 1980 è stato realizzato a Trieste un bacino di carenaggio la cui platea di fondazione ( $40.000 \text{ m}^3$  circa di calcestruzzo fortemente armato) è stata eseguita mediante sovrapposizione di più strati (20 cm) gettati in subacqueo (Fig. 7), autolivellanti per l'assenza assoluta di vibrazione, così coesivi da non essere dilavati, e tali da realizzare una struttura spessa 4 m sostanzialmente monolitica (Fig. 8). In questo caso,

ed il conseguente gradiente termico - non si poteva eccedere nel dosaggio di cemento ( $< 400 \text{ kg/m}^3$ ) a causa delle rilevanti dimensioni della struttura (diametro = 31,1 m; spessore = 4,76 m) da realizzare in un getto monolitico di circa  $3000 \text{ m}^3$ : l'obiettivo preposto, per un calcestruzzo di  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ , era quello di non superare tra la periferia ed il nocciolo della struttura una differenza di temperatura di  $40^\circ\text{C}$ .

L'obiettivo è stato raggiunto (oltre che verificato mediante l'inserimento di termocoppie nelle diverse zone della struttura) impiegando un calcestruzzo con  $330 \text{ kg/m}^3$  di cemento Portland 325,  $60 \text{ kg/m}^3$  di cenere volante,  $3,9 \text{ l/m}^3$  di superfluidificante-ritardante ed un rapporto *a/c* sul cemento di 0,53.

La funzione della cenere volante aveva lo scopo di sopprimere alla relativa mancanza di cemento e di fornire, grazie alla sua attività pozzolanica, la resistenza meccanica finale richiesta. L'additivo superfluidificante scelto era di tipo ritardante per non aggravare il gradiente termico attraverso un rallentamento dell'idratazione del cemento e del conseguente sviluppo di calore.



*Fig. 7 - Una veduta del cantiere del bacino di carenaggio di Trieste (1980) durante una fase del getto subacqueo.*



*Fig. 8 - Bacino di carenaggio di Trieste (1980) - La platea gettata in subacqueo: in primo piano l'area dove il getto è proseguito a cielo aperto.*

il contributo più significativo dell'additivo superfluidificante è stato certamente più quello di carattere esecutivo per risolvere i non pochi problemi tecnici in fase di costruzione (calcestruzzo fluido-autolivellante, non segregabile ma coesivo), che non quello di carattere progettuale per ottenere un materiale con basso rapporto  $a/c$  ( $R_{ck} = 25$  MPa), impermeabile, di per sé durevole in ambiente marino e protettivo nei confronti dei ferri d'armatura. Tanto è vero che, anche per la parte di bacino da costruire a cielo aperto ( $75.000$  m<sup>3</sup>), è stato egualmente impiegato un additivo superfluidificante al fine di semplificare ed accelerare le operazioni di messa in opera mediante pompa (Fig. 9), sebbene, dal punto di vista progettuale, i requisiti richiesti per il calcestruzzo messo in opera a cielo aperto fossero meno impegnativi di quelli per il conglomerato gettato in subacqueo.

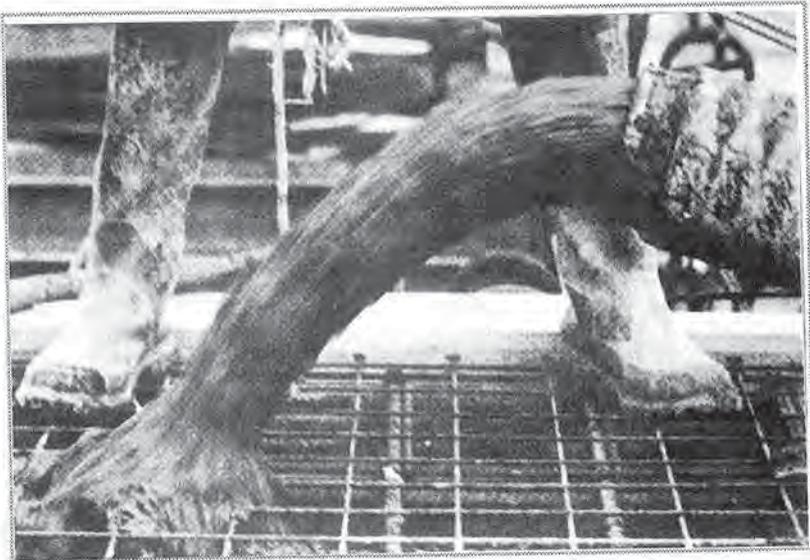


Fig. 9 - Bacino di carenaggio di Trieste (1980) - Completamento del getto a cielo aperto mediante pompa.

## 2.5 Fondazione armata

Per quanto anche nel precedente paragrafo 2.3 si sia già accennato alle innovazioni tecnologiche conseguibili con l'uso degli additivi superfluidificanti per l'esecuzione di getti monolitici con bassi gradienti termici nonostante le rilevanti dimensioni della struttura, l'esempio che viene qui descritto si evidenzia per la sua spettacolarità (Fig. 10): nel 1984 ad Hong Kong, in un solo giorno, sono stati messi in opera  $2.700$  m<sup>3</sup> di calcestruzzo autolivellante letteralmente *gettato* in caduta libera per l'esecuzione di un solettone fortemente armato, spesso circa  $5$  m, distante  $36$  m dal piano stradale dove il flusso di conglomerato veniva alimentato in continuo da una serie di autobetoniere. Si è trattato della fondazione di una metropolitana sulla quale insiste un grattacielo.

Anche in questo caso il contributo derivante dall'additivo superfluidificante alla soluzione del problema esecutivo (per la messa in opera in assenza di vibrazione e per la eliminazione di segregazione nonostante la rilevante caduta libera) ha forse prevalso sul contributo fornito all'aspetto progettuale: riduzione del gradiente termico ( $< 30^{\circ}\text{C}$  tra nocciolo e periferia della struttura) per eliminare le fessurazioni, e raggiungimento di una  $R_{ck}$  di  $45$  MPa.

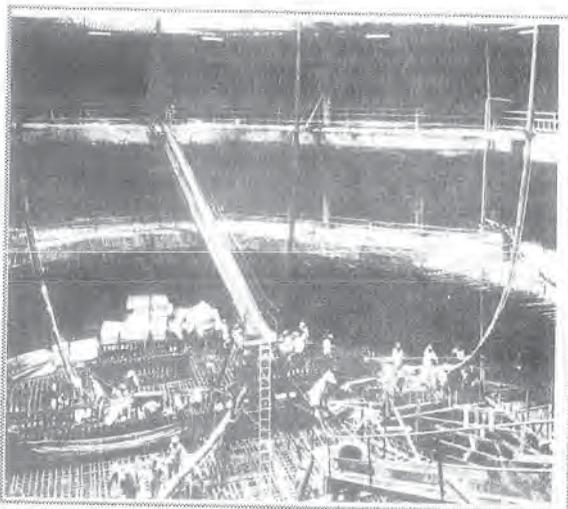


Fig. 10 - Il getto in continuo della fondazione della stazione Tin Hau della metropolitana di Hong Kong

nella fondazione della centrale termica di Monfalcone, per arrivare a quella sopra descritta della Metropolitana di Hong Kong nel 1984, ha subito tutta una serie di collaudi e perfezionamenti in lavori intermedi eseguiti nel 1983 a Singapore, a New York ed in Arabia Saudita per la costruzione di numerosi grattacieli: tutte le relative fondazioni armate di queste costruzioni alte sono state eseguite gettando in monolitico un calcestruzzo autolivellante e non segregabile attraverso un sistema di canalette, senza l'impiego di pompe, al punto di trasformare il cantiere in un vero e proprio impianto idraulico (Fig. 11).

Su queste fondazioni armate sono state realizzate delle strutture tra le quali spiccano la *Trump Tower* famosa per essere la più alta costruzione di New York in c.a. (Fig. 12); il grattacielo di *Raffles City* (Singapore), uno dei più grandi ed alti (più di 200 m) centri commerciali mai costruiti (Fig. 13); la città militare (*King Kaled Military City*) in Arabia Saudita, la più grande costruzione al mondo (8 miliardi di dollari) derivante da un singolo progetto, attualmente utilizzata come base per le forze militari statunitensi nella nota vicenda tra Iran e Kuwait.



Fig. 11 - Realizzazione di una platea di fondazione con calcestruzzo reoplastico (*Raffles City* - Singapore)

Val la pena di segnalare che, anche in questa applicazione, come si è già visto nell'esempio della fondazione della centrale termica (2.3), il vincolo derivante dal ridotto gradiente termico, ha comportato un limite nel dosaggio di cemento ( $350 \text{ kg/m}^3$ ), cui si è sopperito con l'impiego di cenere volante ( $90 \text{ kg/m}^3$ ), senza la cui presenza il solo additivo superfluidificante ( $4 \text{ l/m}^3$ ) non sarebbe riuscito a rendere il calcestruzzo così coesivo da poter essere gettato per 36 m senza rischio di segregazione.

## 2.6 Costruzioni alte

La tecnica del getto monolitico di calcestruzzo autolivellante, sperimentata per la prima volta nel 1979



Fig. 12 - La Trump Tower a Manhattan : il più alto edificio in calcestruzzo di New York.

La caratteristica che accomuna tutte queste costruzioni, dal punto di vista del materiale, è l'elevata resistenza meccanica richiesta dal progettista ( $R_{ck}$  da 50 a 65 MPa). Ancora una volta, però, si deve registrare come l'impiego dell'additivo superfluidificante abbia contribuito non solo e non tanto a soddisfare i requisiti progettuali, quanto piuttosto a rendere più rapida e più semplice ed affidabile l'esecuzione della costruzione: infatti, l'elevata resistenza meccanica finale ha comportato conseguentemente anche una resistenza meccanica iniziale (25-30 MPa a 1 giorno), che ha consentito un rapido avanzamento dei lavori (1 piano ogni 2 giorni); d'altra parte l'impiego di un calcestruzzo autolivellante, nonostante il basso rapporto a/cadottato, ha sempre reso semplice ed affidabile anche il getto più difficile per l'elevata densità di armatura c/o per la ridotta sezione della struttura.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] M.R. RIXOM, *Chemical Admixtures for Concrete*, London, E & F.N. Spon Ltd, 1978.
- [2] M. COLLEPARDI, *Water Reducers/Retarders*, Chapter III in *Concrete Admixtures Handbook. Properties, Science and Technology*, Ed. V.S. Ramachandran, Noyes Publications, Park Ridge, N.J., USA, 1984.



*Fig. 13 - La torre di Raffles City ultimata (1983)*

- [3] V.S. RAMACHANDRAN e V.M. MALHOTRA, Superplasticizers, Chapter IV in Concrete Admixtures Handbook. Properties, Science and Technology, Ed. V.S. Ramachandran, Noyes Publications, Park Ridge, N.J., USA, 1984.
- [4] W.L. DOLCH, Air Entraining Admixtures, Chapter V in Concrete Admixtures Handbook. Properties, Science and Technology, Ed. V.S. Ramachandran, Noyes Publications, Park Ridge, N.J., USA, 1984.
- [5] Ing. S. ZORZI, comunicazione privata.
- [6] Ing. BRUNI, S.A.R.A., comunicazione privata.

ESTENSIONE DEL MIX DESIGN AL CALCESTRUZZO PER I MANUFATTI IN  
C.A. E C.A.P. MATURATI A VAPORE

Mario COLLEPARDI  
Dipartimento di Scienze dei Materiali e della Terra - Università di Ancona

Luigi COPPOLA  
Laboratorio Prove sui Materiali, Enco - Spresiano



## ESTENSIONE DEL MIX DESIGN AL CALCESTRUZZO PER I MANUFATTI IN C.A. E C.A.P. MATURATI A VAPORE

**Mario COLLEPARDI**

Professore Ordinario  
Dipartimento di Scienza dei Materiali e della Terra, Fac. Ingegneria, Università di  
ANCONA

**Luigi COPPOLA**

Ingegnere Civile  
Direttore del Laboratorio Prove sui Materiali, Enco  
SPRESIANO (TV)

### SOMMARIO

Sulla base di numerosissimi dati sperimentali, si è trovata una correlazione tra la resistenza meccanica a compressione a 28 giorni e 20°C ( $R_{28, 20}$ ), e la resistenza meccanica al tempo  $t$  del corrispondente calcestruzzo stagionato a vapore alla temperatura  $T$  ( $R_{t,T}$ ). Tale correlazione rende possibile l'estensione del procedimento di *mix-design* anche al calcestruzzo destinato alla realizzazione della maggior parte delle strutture prefabbricate in c.a. e c.a.p.. Essa, tuttavia, è molto complessa e dipende fondamentalmente dai seguenti parametri: a) classe di cemento; b) tempo di prestagionatura ambientale; c) velocità di riscaldamento; d) temperatura massima di regime; e) durata del ciclo di vapore; f) tempo, dopo il ciclo di vapore, al quale si misura la resistenza meccanica. I dati sperimentali sono stati analizzati ed aggregati sotto forma di tabelle per semplificare la correlazione tra  $R_{t,T}$  ed  $R_{28, 20}$ , e quindi tra  $R_{t,T}$  e composizione del calcestruzzo in termini di rapporto  $a/c$ .

### SUMMARY

A relationship has been found between the 28 day compressive strength at 20°C ( $R_{28, 20}$ ) and the compressive strength ( $R_{t,T}$ ) of the corresponding concrete at the time  $t$  after a steam curing process at the temperature  $T$ . Such a relationship allows us to extend the mix-design procedure to the concrete used for the reinforced or prestressed prefabricated structures. All the experimental data have been analyzed and aggregated in form of tables to simplify the relationship between  $R_{t,T}$  and  $R_{28, 20}$ , and therefore between  $R_{t,T}$  and mix composition in terms of  $w/c$  of the concrete.

## 1. INTRODUZIONE

In base alla disponibilità dei dati esistenti nella letteratura tecnica, ed in particolare di quelli raccolti dal produttore di calcestruzzo in relazione alle specifiche materie prime impiegate (cementi, aggregati, ecc.), è possibile calcolare con sufficiente accuratezza quale debba essere la composizione del calcestruzzo in funzione delle proprietà richieste ed in particolare della resistenza meccanica a compressione. Questo procedimento di calcolo prende il nome di *mix-design*, ed un elemento essenziale di questo procedimento è costituito dalla conoscenza della relazione tra resistenza meccanica richiesta da una parte, e rapporto acqua/cemento ( $a/c$ ) dall'altra [1].

Nella Fig. 1 sono mostrate le correlazioni tra la resistenza meccanica media a 28 giorni e 20°C ed il rapporto  $a/c$  per i cementi Portland 425 e 525 che sono i più comunemente impiegati nella produzione di manufatti in c.a. e c.a.p. prefabbricati. Le curve di correlazione ( $R_{28,20}$ ) -  $a/c$  riportate in Fig. 1 sono state tracciate mediando i dati sperimentali disponibili per i vari cementi reperibili sul nostro territorio nazionale e si riferiscono tutti a stagionature di 20°C come previsto dalle norme per il calcolo della  $R_{ck}$  dalla  $R_{28,20}$ . Per esempio, con un cemento Portland 425, se si vuole ottenere una resistenza meccanica media a 28 giorni di 50 MPa, occorre adottare un rapporto  $a/c$  di 0,50. Da questo valore, e dal quantitativo di acqua ( $a$ ) calcolabile - con i metodi per brevità qui non riportati e già noti nella letteratura [1] - in base agli inerti e agli eventuali additivi disponibili, si può poi determinare il dosaggio di cemento ( $c$ ) richiesto.

Questi dati, che consentono di predeterminare la composizione del calcestruzzo, ed in particolare il rapporto  $a/c$ , in funzione della  $R_{ck}$  richiesta nel progetto della struttura e del tipo di cemento prescelto, non sono purtroppo utilizzabili per i manufatti maturati con ciclo di vapore, in quanto la correlazione resistenza meccanica-rapporto  $a/c$  è fortemente dipendente dalla temperatura ed in particolare da quella esistente nel primo giorno di idratazione.

In realtà occorre tener conto anche di altre due esigenze che rendono più complesso il problema [2]:

- \* il produttore di manufatti prefabbricati non è tanto e solo interessato a conoscere la  $R_{ck}$  (a 28 giorni), quanto e soprattutto la resistenza meccanica alla fine del ciclo di vapore e quella alle stagionature immediatamente successive;
- \* la correlazione resistenza meccanica - rapporto  $a/c$  non dipende solo dalla temperatura di stagionatura, ma in modo più complesso dalla "storia termica" del ciclo che include i seguenti quattro parametri: a) la stagionatura preliminare a temperatura ambiente ( $t_{v1}$ ); b) la velocità di riscaldamento ( $v$ ); c) la temperatura massima di regime ( $T$ ); d) la durata (totale) del ciclo termico ( $t_{v2}$ ).

Tutto ciò ha reso di fatto impraticabile il procedimento del *mix-design* per i calcestruzzi trattati a vapore. Lo scopo del lavoro descritto nella presente relazione è stato quello di trovare delle correlazioni tra la  $R_{28,20}$  ed una qualsiasi resistenza meccanica ( $R_{t,T}$ ) determinata al tempo  $t$  dopo un certo ciclo di vapore caratterizzato dalla temperatura massima  $T$  oltre che dagli altri suddetti parametri rappresentati in Fig. 2 ( $t_{v1}$ ,  $v$ ,  $t_{v2}$ ).

Una volta trovata la correlazione (1)

$$R_{t,T} = f(R_{28,20}) \quad (1)$$

sotto forma di funzione, di tabelle o grafici diventa poi possibile determinare il rapporto  $a/c$  giacché è già noto il legame (2) tra  $R_{28,20}$  ed  $a/c$ :

$$R_{28,20} = g(a/c) \quad (2)$$

in forma grafica come è mostrato in Fig. 1.

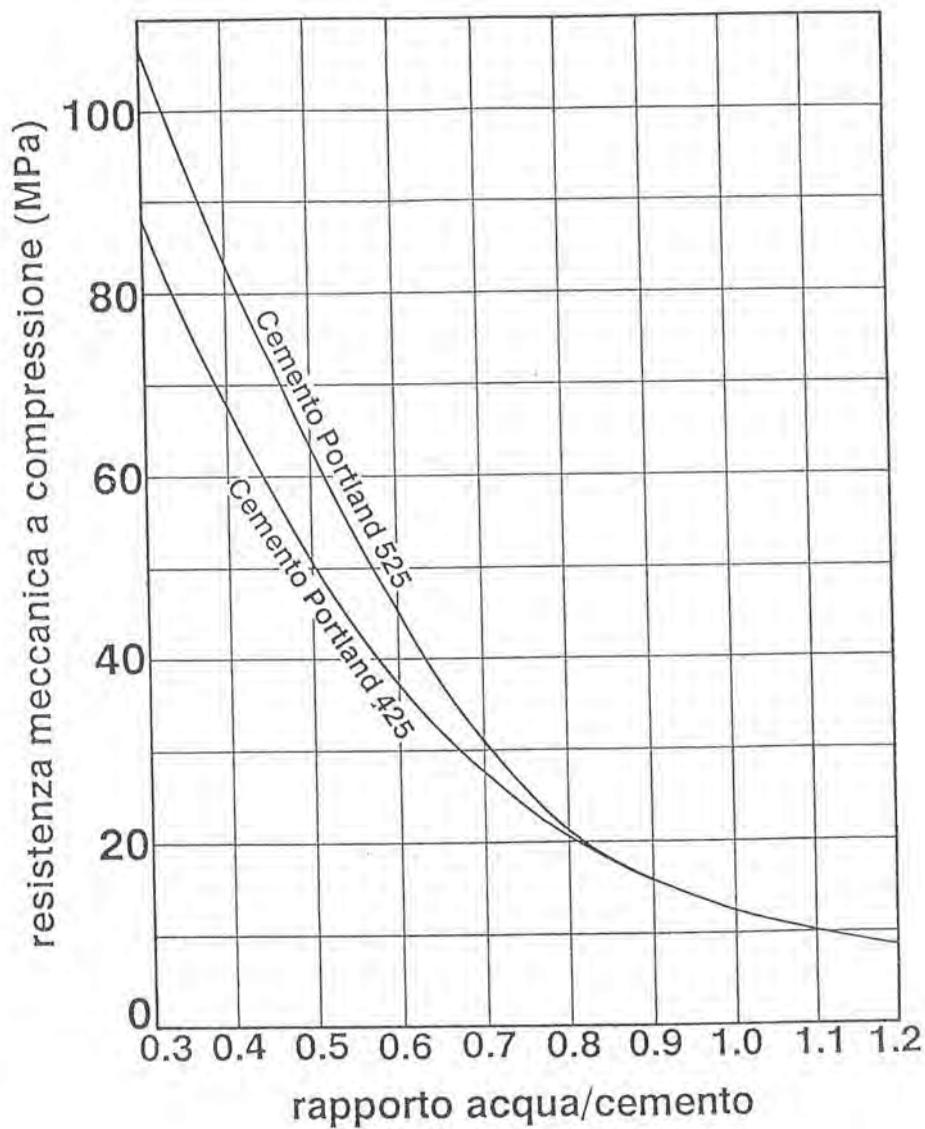


Fig. 1- Resistenza meccanica a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425 e 525 a 28 giorni in funzione del rapporto  $a/c$ .

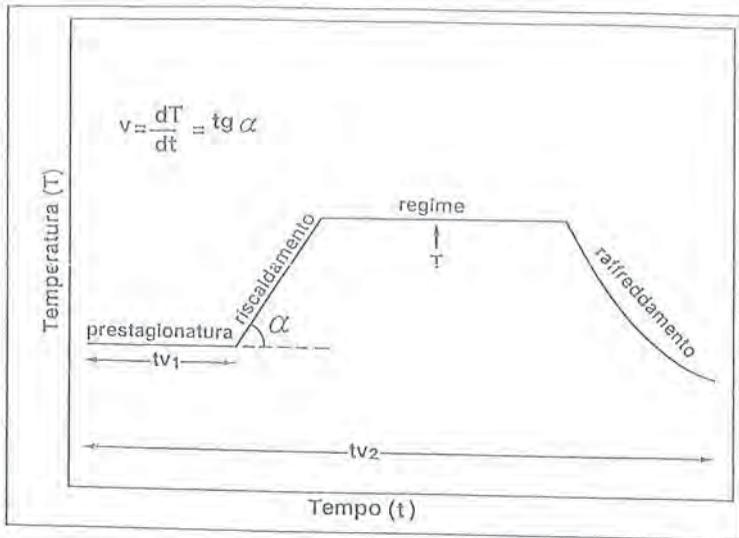


Fig. 2 - Parametri caratteristici di un ciclo termico per un trattamento a vapore del calcestruzzo.

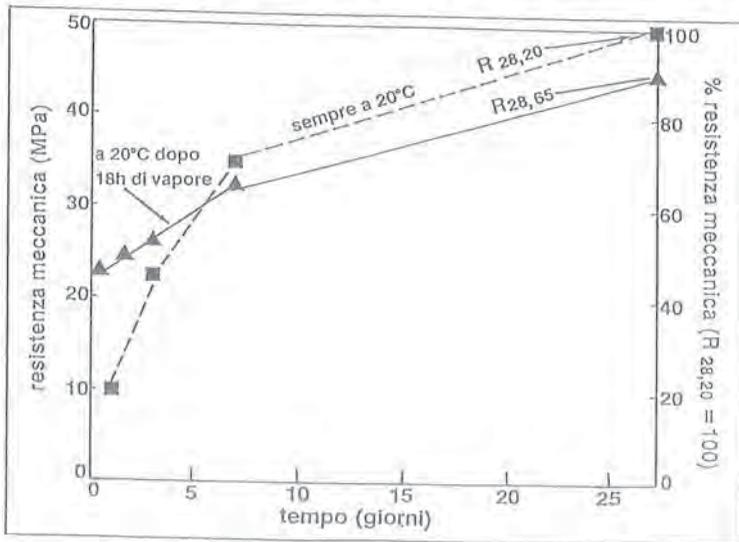


Fig. 3 - Resistenze meccaniche a compressione di un calcestruzzo stagionato a vapore e successivamente a  $20^\circ\text{C}$  e di un calcestruzzo analogo stagionato costantemente a  $20^\circ\text{C}$ . Sull'ordinata di destra le resistenze meccaniche sono espresse come percentuale della  $R_{28,20}$ .

## 2. PARTE SPERIMENTALE

E' stato eseguita una vasta ed approfondita sperimentazione i cui dettagli tecnici per brevità di spazio disponibile, non possono essere riportati se non in forma di risultati medi finali.

Sono stati impiegati numerosi cementi Portland 425 e 525 provenienti da diverse cementerie dislocate sul territorio nazionale. Sono stati impiegati aggregati naturali e di frantumazione con diametro massimo variabile tra 10 e 30 mm. Sono stati confezionati calcestruzzi - con o senza additivi superfluidificanti - facendo variare il rapporto *a/c* al fine di ottenere resistenze meccaniche variabili entro un ampio intervallo (da 15 a 80 MPa come  $R_{28,20}$ ).

Per ogni impasto è stato effettuato sia una stagionatura a 20°C, sia una serie di stagionature a vapore (per un totale di 27 cicli termici) per le quali si sono fatti variare i seguenti parametri:

- \* tempo di prestagionatura a 20°C: 1-2-3 ore;
- \* velocità di riscaldamento: 10-20-30 °C/ora;
- \* temperatura massima di regime: 50-65-80°C.

Sui calcestruzzi sono state determinate le resistenze a 1, 3, 7 e 28 giorni. Per i calcestruzzi trattati a vapore inoltre, è stata determinata anche la resistenza meccanica al tempo di 18 ore che, nella maggior parte degli stabilimenti di prefabbricazione, coincide con la fine del ciclo di vapore, dopo il quale il calcestruzzo seguita ad essere stagionato a temperatura ambiente.

Nella Fig. 3 è mostrato in dettaglio un tipico esempio del procedimento sperimentale adottato per un cemento Portland 425: sono riportate (sull'ordinata di sinistra) sia le resistenze meccaniche relative alla stagionatura di 20°C, sia quelle ottenute con lo specifico ciclo di vapore adottato ( $t_{v1} = 2h$ ;  $v = 20^\circ\text{C}/h$ ;  $T = 65^\circ\text{C}$ ). Si può notare che la resistenza meccanica del calcestruzzo trattato a vapore, inizialmente superiore a quella del corrispondente calcestruzzo stagionato a 20°C, risulti già a 7 giorni penalizzata rispetto a quest'ultima. In particolare, ponendo eguale a 100 il valore di  $R_{28,20}$ , tutti gli altri dati, ed in particolare quelli che si riferiscono al calcestruzzo maturato a vapore, possono essere espressi come un valore percentuale di  $R_{28,20}$  (sull'ordinata di destra). Pertanto si ricava, per esempio, che la resistenza meccanica alla fine del ciclo di vapore ( $R_{18,65}$ ), dove 18 si riferisce al tempo di 18 ore, rappresenta il 45% della  $R_{28,20}$ :

$$R_{18,65} = 0.45 R_{28,20} \quad (3)$$

L'equazione (3) è la forma esplicita della generica equazione (1) valida, per un cemento Portland 425, nelle specifiche condizioni sperimentali adottate. In sostanza, se l'obiettivo è quello di ottenere una resistenza meccanica alla fine del ciclo di vapore pari a  $R_{18,65}$  (per esempio 22.5 MPa), questo obiettivo, in termini di composizione del calcestruzzo, è del tutto equivalente a quello di produrre un calcestruzzo che a 28 giorni e 20°C abbia una  $R_{28,20}$  pari a:

$$R_{28,20} = R_{18,65}/0.45 = 22.5/0.45 \text{ MPa} = 50 \text{ MPa}$$

Da ciò si deduce, tramite la Fig. 1, che occorre adottare un rapporto *a/c* non superiore a 0.50 per ottenere con quel ciclo termico una resistenza meccanica a compressione di almeno 22.5 MPa alla fine del ciclo di vapore (18 ore).

### 3. RISULTATI SPERIMENTALI

Purtroppo, la relazione (3) sopra riportata non è generalizzabile, se si cambia la classe del cemento (425 o 525) oppure il tempo  $t$  cui si è interessati ad ottenere una certa resistenza meccanica oppure ancora uno dei parametri che caratterizza il ciclo termico adottato ( $t_{v1}$ ,  $v$ ,  $T$ ,  $t_{v2}$  in Fig. 2).

Non sono apparsi, invece, influenti sulla correlazione né il tipo di inerte né la presenza o meno di additivi superfluidificanti; ciò non vuol dire, per esempio, che l'aggiunta o meno di additivi non modifichi le resistenze meccaniche in assoluto, ma piuttosto che l'aggiunta di additivo per ridurre il rapporto  $a/c$  beneficia sia la resistenza meccanica a 20°C ( $R_{28,20}$ ), sia quella del calcestruzzo maturato a vapore ( $R_{1,T}$ ) in modo da non modificare significativamente la correlazione tra questi due valori, e nel caso specifico il coefficiente 0.45 che appare nell'equazione (3).

Tutti i dati sperimentali ottenuti sono stati prima analizzati sotto forma di grafici simili a quelli riportati in Fig. 3 e poi aggregati al fine di trovare delle correlazioni le più generiche possibili tra  $R_{1,T}$  e  $R_{28,20}$ . Queste correlazioni sono qui riportate in forma tabulare: le Tabelle da 1 a 3 si riferiscono al cemento Portland 425, Le Tabelle da 4 a 6 al cemento Portland 525 e tutte si riferiscono al più comune ciclo di vapore in termini di durata ( $t_{v2} = 18$  ore). Ciascuna Tabella è caratterizzata dai già menzionati parametri che caratterizzano il ciclo di vapore; una volta che sia noto il ciclo di vapore prescelto in termini di  $t_{v1}$ ,  $v$  e  $T$  è possibile progettare la composizione del calcestruzzo richiesto in base allo schema logico nel seguito illustrato sotto forma di esempio.

Si debba confezionare un calcestruzzo per una struttura prefabbricata in c.a.p. per la quale a 3 giorni - in vista dell'operazione di tesatura dei cavi - si debba raggiungere una resistenza a compressione di 30 MPa.

Il ciclo termico prescelto è il seguente:

- \* stagionatura preliminare a temperatura ambiente: 2 ore
- \* velocità di riscaldamento: 20°C/ora
- \* temperatura di regime durante il ciclo di vapore: 65°C
- \* termine del ciclo di vapore (incluso raffreddamento): 18 ore)
- \* cemento disponibile: Portland 425

In base a questi dati si entra nella Tabella 2, che si riferisce appunto a queste condizioni di lavoro, e si trova che a 3 giorni la resistenza meccanica del calcestruzzo trattato a vapore in queste condizioni ( $R_{3,65}$ ) è pari al 55% della resistenza meccanica che lo stesso calcestruzzo avrebbe avuto se fosse stato sempre stagionato a 20°C:

$$R_{3,65} = 0.55 R_{28,20} \quad (4)$$

Poichè si impone che:

$$R_{3,65} = 30 \text{ MPa} \quad (5)$$

è necessario confezionare un calcestruzzo che presenti:

$$R_{28,20} = 30/0.55 = 55 \text{ MPa} \quad (6)$$

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	----	----	----	----	100	----	----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	45	50	55	70	85	1	10
	40	45	50	65	85	1	20
	35	40	45	60	85	1	30
	45	50	60	75	90	2	10
	40	45	55	70	90	2	20
	35	40	50	70	90	2	30
	45	50	60	75	90	3	10
	40	45	55	70	90	3	20
	40	45	55	70	90	3	30

Tabella 1 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 425 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni),  $T = 50^\circ\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	----	----	----	----	100	----	----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	50	55	60	65	85	1	10
	40	45	50	60	80	1	20
	35	40	45	60	80	1	30
	50	55	60	70	90	2	10
	45	50	55	65	85	2	20
	40	45	55	65	85	2	30
	50	55	60	70	90	3	10
	45	50	55	65	85	3	20
	40	45	55	65	85	3	30

Tabella 2 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 425 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni),  $T = 65^\circ\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI:					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	-----	-----	-----	-----	100	----	-----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	60	60	65	70	75	1	10
	50	50	55	65	70	1	20
	45	45	50	60	70	1	30
	60	65	70	75	85	2	10
	55	60	65	70	80	2	20
	50	55	60	65	80	2	30
	60	65	70	75	85	3	10
	60	65	70	75	80	3	20
55	60	65	70	80	3	30	

Tabella 3 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 425 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni)  $T = 80^\circ\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI:					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	-----	-----	-----	-----	100	-----	-----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	55	60	70	80	90	1	10
	50	55	65	75	90	1	20
	45	50	65	75	90	1	30
	55	60	70	85	95	2	10
	50	55	65	80	95	2	20
	45	50	65	80	95	2	30
	55	60	70	85	95	3	10
	55	60	65	80	95	3	20
	50	55	65	80	95	3	30

Tabella 4 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 525 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni)  $T = 50^\circ\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI:					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	----	----	----	----	100	----	----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	60	65	70	75	90	1	10
	55	60	65	70	85	1	20
	50	55	60	70	85	1	30
	60	65	75	80	95	2	10
	55	60	70	75	90	2	20
	50	55	70	75	90	2	30
	60	65	75	80	95	3	10
	60	65	70	75	90	3	20
	55	60	70	75	90	3	30

Tabella 5 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 525 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni),  $T = 65^{\circ}\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

MATURAZIONE	RESISTENZA MECCANICA (%) AL TEMPO DI:					$t_{v1}$ (h)	$v$ °C/h
	18h	1g	3gg	7gg	28gg		
a 20°C	----	----	----	----	100	----	----
a 20°C dopo il trattamento a vapore	65	70	75	80	85	1	10
	60	65	70	75	80	1	20
	55	60	65	70	80	1	30
	70	75	80	85	90	2	10
	65	70	80	85	90	2	20
	60	65	75	80	85	2	30
	70	75	85	90	95	3	10
	70	75	85	90	95	3	20
	65	70	80	85	90	3	30

Tabella 6 - Resistenze meccaniche a compressione di calcestruzzi confezionati con cemento 525 Portland alla fine del ciclo di vapore (18 h) e alle stagionature successive (1, 3, 7 e 28 giorni),  $T = 80^{\circ}\text{C}$ , espresse in percentuale rispetto a  $R_{28,20}$ .

Dalla Fig. 1 si ricava che, per soddisfare la (6) e quindi anche la (5), è necessario adottare per  $a/c$  un valore non superiore a 0,47.

Val la pena di precisare che il valore di  $R_{28,20}$  pari a 55 MPa è del tutto "fittizio" e non corrisponde alla reale resistenza meccanica a 28 giorni del calcestruzzo trattato a vapore, la quale risulterà effettivamente, come si può vedere nella Tabella 2, pari a:

$$R_{28,65} = 0,85 R_{28,20} = 0,85 \cdot 55 = 47 \text{ MPa} \quad (7)$$

Da ciò si deduce che la  $R_{ck}$ , assumendo uno scarto quadratico medio ( $\delta$ ) di 5 MPa, risulterà:

$$R_{ck} = 47 \text{ MPa} - k\delta = 47 - 1,4 \cdot 5 = 40 \text{ MPa} \quad (8)$$

Il valore di  $R_{28,20}$  in sostanza, rappresenta soltanto un valore di riferimento molto utile per il calcolo del rapporto  $a/c$  giacchè, la maggior parte dei dati disponibili che correlano resistenza meccanica e rapporto  $a/c$  sono stati determinati a 20°C (Fig. 1). D'altra parte la Fig. 1, congiuntamente con le Tabelle 1-6, consente appunto di estendere questa correlazione anche ai calcestruzzi trattati a vapore entro un campo di condizioni sperimentali molto ampio e che include in massima parte i cicli di lavoro impiegati per le strutture in c.a. e c.a.p. prefabbricate.

#### 4. CONCLUSIONI

L'enorme mole di dati sperimentali raccolti sulla resistenza meccanica dei calcestruzzi trattati a vapore in diverse condizioni sperimentali - prestagionatura, velocità di riscaldamento, temperatura di regime del ciclo termico - consente di correlare questi valori con la resistenza meccanica "di riferimento" a 28 giorni e 20°C ( $R_{28,20}$ ).

Poichè è già nota la correlazione tra  $R_{28,20}$  e la composizione del calcestruzzo (in particolare il rapporto  $a/c$ ), è possibile estendere il calcolo della composizione del calcestruzzo (*mix-design*) in funzione delle resistenze richieste anche per le strutture in c.a. e c.a.p. trattate a vapore.

#### Bibliografia

- [1] M. Collepardi, *Scienza e Tecnologia del calcestruzzo*, 3<sup>a</sup> Ed Hoepli, Milano, 1991, 87-92.
- [2] ACI Manual of Concrete practice, Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure, ACI Publication, Detroit, 1986.

FILTERING EFFECT OF QUALITY CONTROL ON THE RELIABILITY AND  
DURABILITY OF R.C. STRUCTURES

Dimitri DIAMANTIDIS  
D'Appolonia S.p.A. - Genova

Andrea DEL GROSSO  
Università di Genova - Genova

Mario FEDOLINO  
Porto di Genova S.p.A. - Genova



FILTERING EFFECT OF QUALITY  
CONTROL ON THE RELIABILITY AND  
DURABILITY OF R.C. STRUCTURES

D. Diamantidis  
D'Appolonia S.p.A., Genoa

A. Del Grosso  
University of Genoa, Genoa

M. Fedolino  
Porto di Genova S.p.A., Genoa

#### SUMMARY

This contribution illustrates on a quantitative basis the influence of quality control procedures on the reliability of reinforced concrete structures. In characteristic examples it is shown that, such procedures are necessary to achieve acceptable safety levels. Recommendations for future quality control planning are discussed.

#### SOMMARIO

Il lavoro illustra su base quantitativa l'influenza delle procedure di controllo della qualità sull'affidabilità di strutture in c.a.. Attraverso esempi tipici viene mostrato che tali procedure sono necessarie per raggiungere livelli accettabili di sicurezza. Vengono infine discusse alcune raccomandazioni per la futura pianificazione di attività di controllo qualità.

#### 1.0 INTRODUCTION

Designing structures under the expectation that they will continue to function safely, economically and efficiently over a certain anticipated period of time is mainly based on assumptions as to load effects, material behavior and geometry. Engineering practice, on the one hand, accounts for this fact with adequate margins of safety between actions and resistances. The theory of structural reliability has proved to be efficient in evaluating those margins of safety under various conditions to meet preselected reliability goals. On the other hand, various other alternatives can be additionally applied to achieve a given reliability level such as proof and prototype testing, quality control and quality assurance.

Especially for concrete structures effective quality control procedures are a powerful tool to guarantee structural durability, serviceability and reliability since they may include several types of activities such as:

- o design control;
- o control of materials and components;
- o control of fabrication and construction;
- o control during use of structure.

It is well known that the majority of structural failures and associated damage costs are due to errors in design, construction and utilization. The scope of this contribution is not, however, to review the nature and status of such errors. This type of discussion has been already presented in a significant number of publications. Among them references [1], [2] and [3] are mentioned here. Consequently this contribution does not deal with human errors but its objective is to present in an illustrative and integrated form methodological bases for the quantitative assessment of the filtering effect of quality control procedures in the aforementioned phases of a structure. The applicability of the methods is highlighted in three typical examples. The steps necessary to progress from the scientific state-of-the art to a state of practice are identified and important aspects for further development are discussed.

## 2.0 METHODOLOGICAL ASPECTS

Methodological aspects regarding the implementation and evaluation of quality control in structural reliability are discussed and full compatibility with current structural reliability methods and codified safety philosophy is established in this chapter. It is emphasized here that the theoretical background concepts are based on well known statistical techniques and reliability methods which have been validated in numerous studies in the past.

### 2.1 Prior Uncertainty Modeling

The largest uncertainties exist at the design stage. Not only is the loading environment partially unknown but the specific quality of manufacture and construction is under control only to a limited extent. Furthermore, the actual load-load effect relationships involve some systematic but also random variability. All these uncertainties can be modelled by random variables  $X_i$ . In order to provide safety criteria appropriate limit states have to be defined according to current design practice [4], [5]:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(\underline{X}) \quad (1)$$

where  $\underline{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$  denotes the vector of the basic variables; each random variable is statistically characterized by its distribution function. Failure occurs when  $g \leq 0$  for any limit state of interest. This provides a basis for quantifying structural reliability and such a quantitative measure is given by the failure probability  $P_f$  and the corresponding safety index  $\beta$ :

$$P_f = P[g \leq 0] = \Phi(-\beta) \quad (2)$$

in which  $\Phi(\cdot)$  is the standard normal integral.

The failure probability and the safety or reliability index are estimated by applying the well known First-Order Reliability Methods (FORM), which have been recognized as very accurate and efficient to find and to judge the criticality and sensitivity of the basic variables within the specific risk items [6], [7]. Current code formats define appropriate safety factors for load and resistance variables with which specified target safety levels (safety indices) are achieved for each type of limit state.

## 2.2 Filtered Uncertainty Analysis

When quality control procedures are applied to a structure, a series of tests may be conducted, quantities can be measured and the resulting data can be analyzed accordingly. The branch of probability, which will be often a helpful tool in such an analysis, is the Bayesian Statistics. Briefly, this theory comes to the following: as long as data are not available, one starts with the so-called a priori distributions which are based on the design data and on the intuitive assessment of the situation at the time of planning and construction. If objective statistical information subsequently becomes available, the a priori distributions are converted as illustrated in Figure 1. It should be noted here that this analysis is not only applicable for material properties but also for loads or other properties affecting the behavior of the structure. Recent examples illustrating the application of such an analysis in existing offshore installations can be found in [6].

## 2.3 Updated (Posterior) Failure Probabilities

The failure probability after quality control has been applied can be derived within a first-order reliability framework and then compared to the original reliability assumed at the design stage. For example by applying the results of the filtered uncertainty analysis

represented by the posterior distribution of the inspected variables  $X'$  the updated failure probability  $P_{F'}$  is simply computed as:

$$P_{F'} = P[g(\underline{X}') \leq 0] \quad (3)$$

where  $\underline{X}'$  denotes the updated vector of the influencing variables.

In many other cases the inspection (and quality control) results can be interpreted as artificial limit states so that they can be applied directly in the updating procedure of the original estimated failure probabilities. The updated failure probabilities  $P_{F'}$  can be then evaluated by using conditional probabilities. The following two fundamental cases are classified:

$$P_{F'} = P[g_0(X) \leq 0 \mid g_1(X) = 0] \quad (4a)$$

$$P_{F'} = P[g_0(X) \leq 0 \mid g_1(X) > 0] \quad (4b)$$

where  $g_0(X)$  is the original limit state function and  $g_1(X)$  the artificial limit state function formulated from the inspection results. The vector  $(X)$  includes all the basic variables in  $g_0$  and  $g_1$ . Examples for Equation (4a) are measurements carried out under proof-loading, observations of geometrical properties and of deformations. The typical example for Equation (4b) is the satisfaction of a specified strength level criterion.

### 3.0 EXAMPLES

Three typical examples are shown next to illustrate the applicability of the above methodological aspects and to motivate the quantification of quality control results in the future.

#### Example 1: Concrete Compressive Strength

The structural reliability of R.C. structures and consequently the determination of partial safety factors for the use in structural codes rests on realistic and flexible statistical models for the description of the uncertain influencing variables. For many types of concrete members the compressive strength of concrete is the leading variable, as it has been demonstrated in numerous reliability studies so far.

The distribution of the concrete strength may in general vary from country to country and between production technologies since it reflects the particular climate of production. Implicit in that distribution is the existence of production control guaranteeing piecewise stationarity of production and of compliance control. It can be reasonably assumed that lots with non-compliance decisions undergo special treatment and, consequently only the lots which pass compliance control are of particular interest. The influence of compliance control on the failure probability can be evaluated as follows:

$$P_{F'} = P(F|A) = \frac{P(F|A)}{P(A)} \quad (5)$$

in which  $F$  denotes the failure event and  $A$  the event of accepting a lot during compliance control. Obviously  $P(A)$  is the probability of accepting a lot given one or more decision rules. The computation of Equation (5) can be performed by applying first-order reliability methods and the associated computer tools [6], [7].

The influence of quality control of the concrete strength on the reliability of a concrete member is illustrated next in an example from Ref. [8]. Assume the failure event described as:

$$F = (X_1 - X_2 \leq 0) \quad (6)$$

where  $X_1$  representing the strength is normally and  $X_2$  representing the load is Gumbel distributed with mean  $m_2 = 11.2$  and coefficient of variation  $v_2 = 0.15$ . The distribution parameters of  $X_1$  are selected such to correspond to the strength of concrete of grade C25 according to Ref. [9]. Three separate acceptance events are defined, as follows.

$$A_1 = (\bar{X}_{m_1} > a_1) \quad (7a)$$

$$A_2 = \left\{ \min_{i=1}^{m_1} (X_i) > a_2 \right\} \quad (7b)$$

$$A_3 = (\bar{X}_{m_2} + \lambda S_{m_2} > a_1) \quad (7c)$$

with  $a_1 = 30$ ,  $a_2 = 20$ ,  $a_3 = 25$  and  $\lambda = -1.645$ . Final acceptance is for

$$A = (A_1 \cap A_2) \cup A_3 \quad (8)$$

Therefore,

$$P(F|A) = \frac{P((F \cap A_1 \cap A_2) \cup (F \cap A_3))}{P((A_1 \cap A_2) \cup A_3)} \quad (9)$$

For  $m = m_1 = m_2/2$ , Table 1 indicates the reliability gain with increasing control sample size  $m$ . The derivative  $\partial\beta/\partial m$  indicates that the major contribution to the reliability increase is due to the first control samples. An optimal compliance control rule can be found by such an approach if costs of quality control are given. The third line shows that only 85 to 60% of the offered lots will be accepted.

This is, of course, unacceptable from the producers' point of view. It might initiate a change of his production policy or the modification of the acceptance rules.

The reliability gain with increased control is also reflected in current standards such as Eurocode [5] or Det Norske Veritas Recommendations [10]; such standards allow for a reduction of the partial safety factor of the concrete strength if this is justified by the results of quality control procedures.

TABLE 1: Influence of control samples on reliability (Example 1)

$m$	$\beta = -\Phi^{-1}(P[F A])$	$P(\bar{A}) = 1 - P(A)$
0	1.671	0
1	2.054	0.152
2	2.249	0.189
3	2.344	0.209
4	2.411	0.244
5	2.468	0.238
10	2.664	0.284
20	2.867	0.348

#### Example 2: Durability of an outdoor gallery slab

Observed lifetimes of concrete structures demonstrate a large scatter mainly due to the following reasons:

- o the effect and interaction of deterioration mechanisms is hardly known;
- o environmental conditions and structural properties are of a random nature;
- o quality assurance and quality control procedures are varying from structure to structure.

The influence of quality control is illustrated here in an example dealing with an outdoor gallery slab. The main risk scenario is carbonation of the concrete cover inducing corrosion of the

reinforcement and consequently causing failure of the concrete cover. According to [11] the service life of such a slab can be described by two terms. The first term represents the actual carbonation process for unprotected concrete while the second term gives the time gap until the corrosion becomes visible. Figure 2 illustrates the service life distribution for two situations:

- a) no quality control of concrete cover resulting to a cover having a mean value of 15mm and a coefficient of variation of 0.25;
- b) application of quality control procedures and measurement of the concrete cover resulting to a cover with the same mean value as before but with a c.o.v. of 0.15.

An increase of the average service life of about 30% due to additional information through quality control can be observed.

Example 3: Prestressed concrete offshore structure in service conditions.

Commercial enterprise is looking at large sea structures to service the offshore oil industry as it expands into larger water depths. Based on operational experience, recent research and theoretical considerations the most relevant risk items and examples for the corresponding risk scenarios in concrete platforms are [12]:

risk item	risk scenario (example)
altered load (extreme wave)	positive air gap
accidental load	punching shear capacity
material deterioration	cracks in concrete
chemical attack	corrosion of reinforcement
foundation	horizontal sliding

An important risk scenario for extreme waves is selected by the probability that the air gap between the wave crest and the lower deckbeam is zero (no water forces at deck level). The comparison between the safety level implied at design stage and the safety level after 15 years (associated to new information through quality control due to additional data on wave height and geometrical properties) is shown in Table 2; the technical description is given in Figure 3. The new information obtained allows for an updating of the originally assumed safety level. In fact data on geometrical properties, wave height and subsidence lead to a reduced failure probability for the specified criterion shown in Figure 3.

TABLE 2: Input and output parameters for air gap assessment

Parameter	design conditions	as installed conditions	after 15 years conditions
height of substructure $h_s$	104.5m	106.0m	106.0
water depth $w$	86.0m	86.0m	86.0m
tidal range $r$	2.0m	2.0m	2.0m
subsidence $s$	0.0m	0.0m	0.5m
air gap $a$	1.5m	3.0m	-
100-year wave height	25.0m	25.0m	25.8m
desired life time	25years	25years	15years
probability $P_f$	0.087	0.008	0.031

The aforementioned examples demonstrate that quality control results can be formulated in such a way that they can be directly used in state-of-the-art procedures in order to update original safety (or durability or serviceability) levels established by the design requirements. The theoretical background is already well established and its implementation can be performed according to current code practice (limit state design) in R.C. analysis.

#### 4.0 PROCEEDING FROM STATE-OF-THE ART TO A STATE-OF PRACTICE

In the previous chapters mathematical formulations and solutions of bases and tools of quality control for sound decision-making have been presented. It may be concluded that methods and techniques for the quantitative evaluation of quality control procedures are already available and directly applicable for the verification of specified target safety levels.

Until now quality control in the reinforced concrete building sector appears to be mainly based on engineering judgement and intuition. Occasionally, however, as in the control of production of materials more systematic approaches are implemented and corresponding rules have been defined. For R.C. structures of social and economic importance such as the huge offshore structures even more sophisticated procedures are used [12]. For such structures the continuous measurement and control of geometrical properties, material strengths and loading conditions is becoming a state-of practice. Similar activities have been initiated for the control of prestressed concrete bridges in many countries; Ref. [13] provides interesting information on the situation in Germany.

The control of concrete highway bridges is also performed on a constant basis in Italy. Observed damages are registered-for example it has been statistically evaluated that most damage cases have resulted due to insufficient concrete cover-and countermeasures have been proposed. It shall be noted here that in many cases quantitative assessment and reliability based evaluation of the damage is not possible. But there exist also many other cases, for which the quantitative analysis of new information would allow for a direct reliability upgrading of the structure.

In conclusion the following aspects are outlined here for the future improvement of quality control measures of reinforced concrete structures:

- a) quantification and statistical representation of quality control recordings;
- b) generation of data bases to be used in the future;
- c) improvement of current recommendations by introducing quantitative procedures for the evaluation of the filtering effect of quality control;
- d) optimization of control criteria by further research and development.

#### REFERENCES

- [1] LOGEAIS, L., "Etudes statistiques sur le comportement des structures de bâtiments", Proceedings of IABSE Congress, Vienna, 1980, 125-129.
- [2] HADIPRIONO, F. C., "Analysis of events in recent structural failures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 7, 1985, 1468-1481.
- [3] ELLINGWOOD, B., "Design and construction error effects on structural reliability", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 2, 1987, 409-421.
- [4] CEB/FIP, Model Code, Paris, London, Berlin, 1978.
- [5] Eurocode No. 1 2, Brussels, 1988.
- [6] MADSEN, H. O., S. KRENK and N. C. LIND, "Methods of Structural Safety", Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1986.
- [7] HOHENBICHLER, M. and R. RACKWITZ, "Non-normal dependent vectors in structural reliability", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 107, 1981, 1127-1138.

- [8] RACKWITZ, R. and K. SCHRUPP, "Quality Control, proof testing and structural reliability", *Structural Safety*, Vol. 2, 1985, 239-244.
- [9] RACKWITZ, R., "Predictive distribution of strength under control", *Materials and Structures*, Vol. 16, 1983, 259-267.
- [10] DET NORSKE VERITAS, "Rules for the design, construction and inspection of offshore structures", Hovik, Norway, 1981.
- [11] VROUWENVELDER, A., A. SIEMES and A. VAN DEN BEUKEL, "Durability of Buildings - A probabilistic approach", Heron, Delft, 1987.
- [12] FJELD, S., and B., ROLAND, "In-service experience with eleven offshore concrete structures", *Proceedings 14th Offshore Technology Conference*, Houston, 1982, 687-694.
- [13] KÖNIG, G., R. MAURER and T. ZICHNER, "Spannbeton: Bewehrung im Brückenbau", Springer-Verlag, 1986.

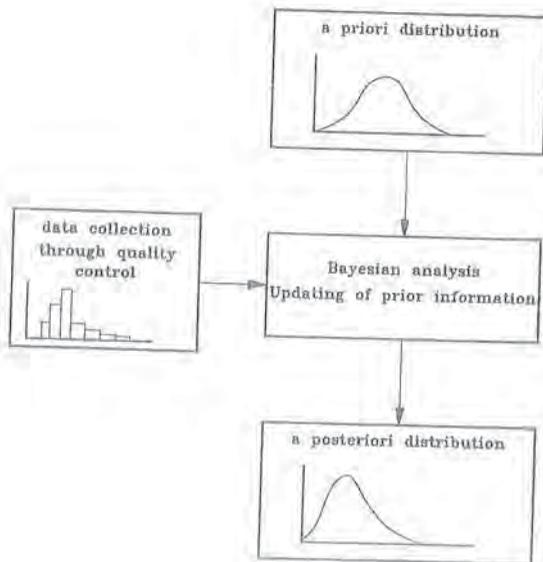
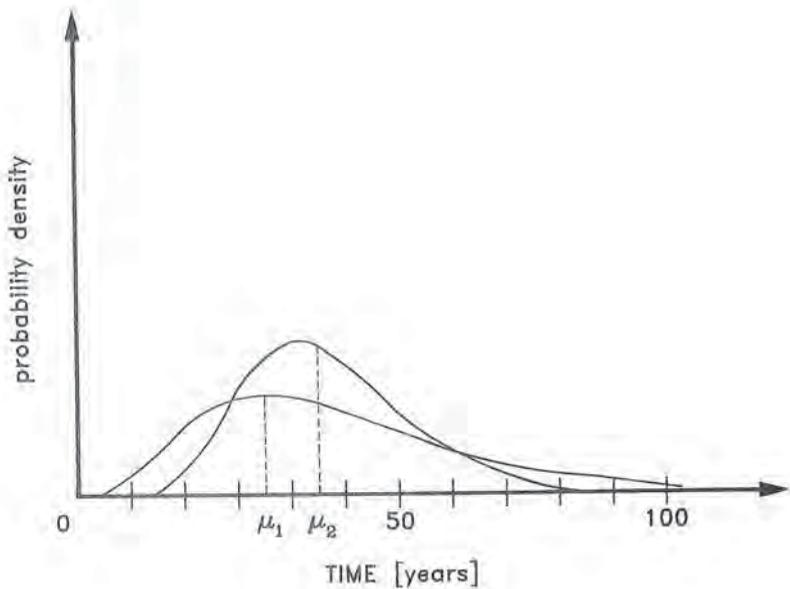


Fig. 1: Illustration of Bayesian analysis



#### LEGEND

$\mu_1$  : MEAN SERVICE LIFE WITH  
C.O.V. OF CONCRETE COVER 0.25

$\mu_2$  : MEAN SERVICE LIFE WITH  
C.O.V. OF CONCRETE COVER 0.15

$\mu_1 < \mu_2$

Fig.2: Service life distribution of an outdoor slab with and without control of the concrete cover

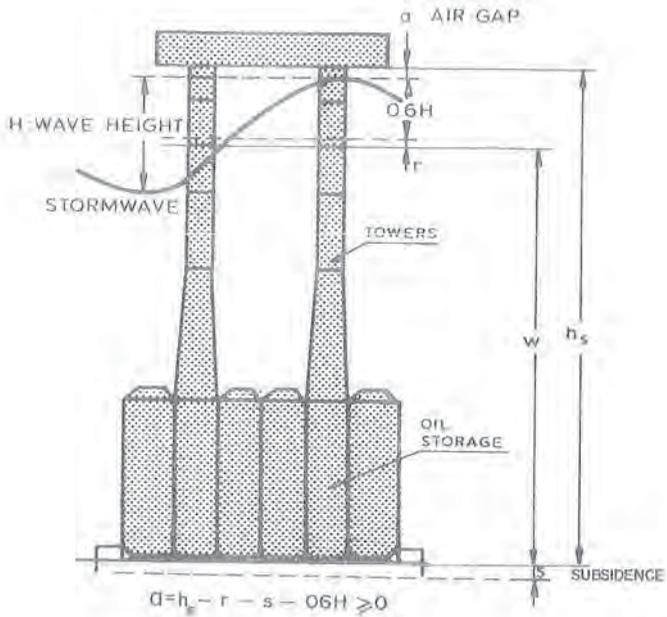


Fig.3: Air gap assessment – technical description

PRECOMPRESSIONE ESTERNA: MODA O PROGRESSO TECNICO ?  
(PREGI E DIFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA)

Dieter JUNGWIRTH  
DYWIDAG - Monaco

Massimo FRUMENTO  
DYWIT - Milano



## PRECOMPRESSIONE ESTERNA: MODA O PROGRESSO TECNICO ? (PREGI E DIFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA)

**Prof. Dr. Ing. Dieter JUNGWIRTH**

Direttore della DYCKERHOFF & WIDMANN AG. Monaco  
Dywidag - Monaco

**Dott. Ing. Massimo FRUMENTO**

Direttore della DYWID S.p.A. - Milano

### SOMMARIO

La precompressione esterna è tornata, in questi ultimi anni, di grande attualità, particolarmente nelle costruzioni di ponti.

La memoria ne riassume l'attuale stato dell'arte sotto i diversi aspetti progettuali, normativi e tecnologici evidenziando possibili vantaggi e svantaggi rispetto alla precompressione tradizionale.

Vengono altresì silitati confronti economici tra recenti applicazioni.

### SUMMARY

External prestressing is now of great actuality particularly in bridge construction.

This report resumes the state of art in relation to design, norm and technology problems.

The system is compared with traditional prestressing.

Some new applications are economically analysed.

### 1. INTRODUZIONE

Da alcuni anni in Francia, USA, Svizzera e Germania [da 1 a 7] vengono costruiti, in numero crescente, ponti in cui i cavi di precompressione trovano collocazione al di fuori della sezione di calcestruzzo.

Il contatto colla struttura si verifica solamente nella zona di ancoraggio ovvero in corrispondenza dei deviatori.

L'idea non è nuova, infatti cavi esterni alla sezione di calcestruzzo vennero impiegati già nel 1928 in Germania nel Ponte di Saale presso Alsleben e nel 1936 nel ponte di Aue in Sassonia (fig. 1).

Quali sono i motivi, per cui, dopo oltre una generazione di ponti, questa tipologia costruttiva è stata riscoperta e giudicata modernamente attuale ed interessante?

Essendo il progredire della tecnica costruttiva stimolato da:

- nuove cognizioni ed esigenze;
- ricerca di soluzioni economicamente più vantaggiose;
- ricerca di più ampie libertà progettuali e costruttive;
- ricerca di livelli qualitativi più elevati;
- necessità di disporre di strumenti atti al rinforzo di costruzioni preesistenti,

è possibile rilevare come la precompressione esterna offra ai suddetti fabbisogni un considerevole e positivo contributo.

- Infatti a fronte di possibili eventi catastrofici comportanti continui e costosi danni per le collettività, gli attuali criteri di sicurezza, basati sull'applicazione di coefficienti globali ovvero parziali, non appaiono più in alcun modo sufficienti.

Si rendono necessari pertanto sistemi costruttivi passibili di essere controllati, riparati e, se del caso, sostituiti.

Questa concezione della sicurezza informa attualmente in Germania il mercato delle costruzioni, indirizzandolo verso la scelta della precompressione esterna.

- In Francia invece lo sviluppo della precompressione esterna è dovuto ad altri fattori.

Ponti a conci prefabbricati, con nervature sottili, vengono in tal modo precompressi a costituire strutture continue. I cavi esterni permettono allora un montaggio veloce, semplice e quindi economico.

- Il ricorso alla precompressione parziale amplia la libertà costruttiva, permettendo di affrontare momenti di entità elevata e variabile.

Stante allora la presenza di fessure di ampiezza e direzione variabili, i cavi devono essere di per sé stessi protetti dalla corrosione.

La precompressione esterna, che anche senza essere annegata nel getto viene dotata di protezione permanente, ripartisce, in collaborazione con la armatura lenta, la fessurazione, riducendone l'apertura, garantendo ridotte ampiezze di oscillazione di tensione nell'acciaio sotto carico variabile, nonché deformazioni contenute della struttura.

Questo "cemento armato migliorato" può favorevolmente sostituire il classico precompresso in alcuni impieghi ove quest'ultimo, a causa della propria tipica differenza tra le grosse entità rappresentate dalle tensioni dovute ai carichi e da quelle di precompressione, differenza passibile di errori, è stato in passato causa dell'insorgere di fessure passanti ovvero di danni in corrispondenza dei giunti costruttivi.

- In virtù della possibilità di ispezione, si ottiene un considerevole miglioramento nella qualità e durata del prodotto.

- Infine cavi esterni possono essere aggiunti successivamente al fine di conservare, ovvero rafforzare opere preesistenti.

## 2. NORMATIVA

A causa delle differenti concezioni che, nei singoli paesi europei, promuovono l'impiego di questo tipo di cavi, manca ancora una normativa comunitaria ad essi applicabile.

Attività a riguardo sono in corso presso il CEB (Comité Euro-International du Béton) e la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) [9, 10].

L'EC2 (Euro Code) nella parte 1A tratta in generale le costruzioni in calcestruzzo, nella parte 1D la precompressione non aderente (unbonded) e la precompressione esterna, nella parte 2 i ponti stradali e ferroviari con precompressione tradizionale e bonded [11, 12].

L'attuale stato dell'arte in Francia può essere rilevato da [13].

In Germania nelle DIN 4227 parte 2 vengono regolamentate la precompressione parziale, nella parte 3 le costruzioni a conci prefabbricati e nella parte 6 la precompressione unbonded. I criteri all'uopo adottati sono molto prudenziali [14].

Al fine di uniformarsi alla tendenza europea, è stato recentemente elaborato [15] un nuovo documento per la precompressione non aderente, contenente criteri di calcolo nonché specifiche per i requisiti imposti.

## 3. PREGI E DIFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA

In modo estremamente sintetico vantaggi e svantaggi della precompressione esterna (e della precompressione unbonded) possono così essere riassunti:

### Vantaggi

- Nervature senza cavi nel caso di precompressione esterna, peso ridotto, elevata qualità del calcestruzzo, maggior sezione reagenti.
- Cavi dotati di elevata protezione dalla corrosione, indipendentemente dallo stato di fessurazione del calcestruzzo.
- Possibilità di ispezione,
- Possibilità di citatura dello sforzo.

- Possibilità di sostituzione.
- Atriti concentrati nei deviatori con entità per lo più ridotta.
- Ridotte sollecitazioni a fatica.
- Pretensione ammissibile più elevata, in quanto modesto risulta l'incremento di tensione nel cavo sino allo stato limite ultimo della struttura, ridotta la sollecitazione a fatica, nonché di elevata qualità la protezione anticorrosione.

#### Svantaggi

- Rischio di danneggiamento per lo più a causa degli agenti atmosferici.
- L'intera forza si trasmette alla sola testata di ancoraggio.
- E' necessario proteggere i cavi dal fuoco ovvero stabilire dei limiti alla temperatura di esercizio.
- Manca la riserva di resistenza dovuta all'aderenza, danni locali si propagano con effetto a catena su tutta la lunghezza.
- Per lo più impossibilità di sfruttamento dell'acciaio sino al limite di snervamento allo stato ultimo di calcolo.
- Conseguente maggior percentuale di armatura lenta, maggiori costi, ma migliore ripartizione delle fessure.
- Forze interne agenti con braccio ridotto, per cui raramente si può utilizzare l'intera altezza della sezione.
- Ancoraggi e deviatori costosi.
- L'acciaio di precompressione non contribuisce alla ripartizione delle fessure.

Come si vede un bilancio definitivo tra vantaggi e svantaggi può unicamente venir stilato caso per caso, in relazione alle esigenze della committenza e con riguardo ai costi di costruzione e di manutenzione.

## 4. COMPONENTI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA

### 4.1 Generalità

Si utilizzano gli stessi componenti dei cavi unbonded e cioè fili o trefoli in guaine in polietilene ad alta densità (HDPE) iniettate con grasso ovvero cemento.

Talora si usa altresì l'acciaio in barre.

Nel seguito vengono illustrati esempi tipici di ancoraggi, deviatori ed accoppiatori, nonché descritte le caratteristiche ad essi richieste.

La protezione dalla corrosione deve mantenere intatta la propria efficienza, vuoi all'interno del cis fessurato, vuoi all'esterno della sezione stessa.

Occorre considerare il pericolo di incendio, possibili atti vandalismo, gli effetti degli agenti atmosferici (raggi UV), nonché le vibrazioni indotte dal vento.

#### 4.1.1 Monotrefoli e barre singole

Frequentemente impiegati nei solai degli edifici, i monotrefoli si compongono di trefoli ingrassati e inguainati in stabilimento.

Normalmente vengono inseriti, ad es. a quattro per volta, in guaine piatte annegate nel getto e quindi così protetti da possibili danneggiamenti per urto. Aumenta così il braccio di leva, mentre viene garantita la possibilità di sostituzione (fig. 2).

Invece dei monotrefoli, inguainati e ingrassati, si possono altresì usare trefoli epossirivestiti ove il rivestimento è, appunto, costituito da resina epossidica.

Un cuneo speciale assicura un bloccaggio sicuro e durevole (fig. 3).

Un impiego dei monotrefoli, particolarmente adatto ai serbatoi, prevede di raggruppare gli stessi, liberi lungo tutto il cavo, in un unico ancoraggio (fig. 4).

Lo spessore della guaina in PE del monotrefolo è stato recentemente aumentato da mm 1 a mm 1,5 permettendo così, a determinate condizioni, l'utilizzo al di fuori della sezione di calcestruzzo.

Difatti l'uso di una guaina più robusta è particolarmente necessario nei punti di curvatura per ridurre il pericolo di danneggiamento, estendendo la possibilità d'impiego sino a temperature di 55° e raggi sino a 3 m.

Si possono ricordare numerosi impieghi di barre da c.a.p. prive di aderenza, quali connettori di campate ferroviarie in semplice appoggio (fig. 5).

Infine non si devono dimenticare ulteriori possibili sviluppi nella precompressione unbonded in barre, ad esplicitare, sotto condizioni di carico estreme, le funzioni di tiranti (fig. 6).

A riguardo esistono molteplici esempi nel campo del consolidamento.

## 4.2 Cavi multipli

### 4.2.1 Problematica

I cavi esterni devono soddisfare, anche se in minor misura, requisiti analoghi agli stralli.

Diversi sistemi di protezione anticorrosione vengono tra loro comparati in [16].

Il sistema più semplice ed economico è costituito dall'iniezione cementizia. Qualora sia necessario ritardare, detensionare ovvero sostituire i cavi, occorre risolvere alcuni ulteriori problemi. Di qui l'uso di paste anticorrosive. Esse permettono il preconfezionamento dei cavi, ma devono soddisfare, nel contempo, ben precise specifiche.

Di conseguenza il loro costo risulta elevato.

In tabella 1 sono riassunte le caratteristiche chimico-fisiche richieste.

Tabella 1 - Caratteristiche chimico-fisiche delle paste anticorrosive

Assorbimento d'acqua	minore 0,15	M - %
Numero di saponificazione	minore 5	mg KOH/g
Contenuto di S, Cl, NO <sub>2</sub> , Me SCN	esenti	
Secrezione d'olio su carta filtrante:		
a 30°	minore 5 mm	
a 50°	minore 50 mm	
Punto di sgocciolamento	maggiore 55°	
Coefficiente di dilatazione	da 10 <sup>-4</sup> a 10 <sup>-3</sup> /grd	
Resistenza elettrica	10 <sup>9</sup> OHM x m	

Eccezionale è il coefficiente di dilatazione termica necessario (10 volte quello dell'acciaio), che, per elevate temperature e cicli termici giornalieri, causa variazioni volumetriche con formazione di vuoti (acqua di condensazione) e tensioni parassite con pericolo di fessurazione della guaina esterna (fuoriuscita di grasso).

Da ciò la necessità di limitare la quantità di grasso nelle guaine.

Un importante principio costruttivo da adottarsi, al fine di migliorare la durabilità, è quello di utilizzare materiali adatti e in misura superiore a quanto strettamente necessario, in modo da evitare, in caso di collasso di un elemento, il possibile collasso generale (effetto a catena).

Le guaine in polietilene ad alta densità (HDPE) vanno salvaguardate nei punti di maggior sollecitazione locale (staffe metalliche di fissaggio alla struttura, raggi ridotti di curvatura), nonché dagli effetti dei raggi UV.

A tal fine è consigliabile saldare le singole tratte di guaina con sistema a specchio, ovvero con manicotto riscaldato elettricamente.

Le selle di rinvio vanno progettate con accuratezza.

Si deve evitare l'attrito tra i singoli elementi del cavo (corrosione da attrito), come pure il danneggiamento per attrito tra cavo e guaina.

La pressione di contatto trasversale tra i singoli componenti di grossi cavi, in zone di elevata curvatura, non deve causare riduzione della resistenza dell'acciaio.

Per imprecisioni di montaggio all'uscita delle selle possono darsi pressioni di bordo non desiderate. Sono pertanto necessari materiali deformabili ovvero troncoconici.

La fig. 7 mostra una sella prefabbricata in calcestruzzo fibrinforzato.

La zona della sella va sottoposta a prova sia per quanto riguarda il comportamento meccanico, sia per quanto concerne l'integrità della protezione anticorrosione.

La fig. 8 illustra una attrezzatura di prova. Si devono tenere in conto errori di posa di circa 1°.

### 4.2.2 Tipologie

Le figg. 9 e 10 illustrano due tipiche tipologie di cavi esterni.

La fig. 9 rappresenta un cavo a fili preconfzionato e preiniettato in stabilimento con pasta anticorrosiva. La zona di deviazione è rinforzata.

E' possibile la variante con iniezione di cemento.

La fig. 10 mostra un cavo composto di monotrefoli con iniezione cementizia.

La guaina esterna in HDPE costituisce cassero, protezione antiurto e protezione supplementare anticorrosione.

Immediatamente dietro l'ancoraggio è predisposto un cuscinetto di grasso che permette la riaratura ed il detensionamento del cavo.

Anche in corrispondenza dei deviatori (fig. 11) i trefoli sono mantenuti nella corretta posizione tramite opportuni distanziatori.

I trefoli vengono spinti singolarmente nella guaina e successivamente, attraverso opportune aperture, pettinati tramite l'inserimento dei distanziatori.

Questo sistema è, nel senso precedentemente descritto, più volte "sovrabbondante".

Difatti, in caso di rottura del robusto mantello avvolgente il singolo trefolo, l'iniezione cementizia circostante impedisce la fuoriuscita del grasso.

I componenti dell'ancoraggio corrispondono, dal punto di vista funzionale, a quelli dei cavi tradizionali. A causa delle più elevate sollecitazioni, nonché dell'ampio spazio necessario, si utilizza per lo più l'ancoraggio del cavo tradizionale di potenza immediatamente superiore.

Anche per gli accoppiatori (fig. 12) si utilizzano i componenti dei cavi iniettati dopo la tesatura.

Il sistema rappresentato in fig. 10 può altresì essere utilizzato in versione semplificata con trefoli nudi e iniezione cementizia (fig. 13).

E' infine possibile utilizzare cavi da precompressione esterna annegandoli nel getto di calcestruzzo.

## 5. PROGETTAZIONE

Le regole basilari sono quelle valide per il dimensionamento delle strutture in c.a.

La precompressione fornisce una forza normale ed un momento per lo più favorevoli e assicura una protezione anticorrosione ulteriore ed indipendente. Le dimensioni strutturali vanno determinate, nello stato di esercizio, secondo la teoria dell'elasticità.

La verifica a fessurazione va eseguita tenendo conto di una possibile variazione di  $\pm 5\%$  della forza di precompressione.

Per cavi esterni va messa in conto una differenza di temperatura tra cavo e struttura pari a 10 K.

L'entità della precompressione, per i ponti, viene generalmente stabilita in modo tale che sotto l'azione del peso proprio, della precompressione e di un'aliquota pari a 1/3 della somma dei carichi accidentali (mobili + temperatura + cedimenti) la sezione risulti totalmente compressa.

La tensione ammissibile nell'acciaio dei cavi per carichi prevalentemente statici risulta pari a 0,75 fpk ovvero 0,85 fp0,1.

L'ampiezza massima delle fessure deve risultare compresa tra 0,1 e 0,2 mm.

La deformabilità dei cavi esterni fa sì che la variazione di tensione sotto carichi non prevalentemente statici sia per lo più ridotta.

Nei ponti in esercizio si sono riscontrati valori massimi di escursione totale pari a 50 N/mm<sup>2</sup>.

Lo stato ultimo di calcolo può essere determinato maggiorando le grandezze stabilite per le sezioni secondo la teoria dell'elasticità allo stato di esercizio.

La variazione di tensione nel cavo può, in via semplificata, assumersi minore o uguale a 100 N/mm<sup>2</sup> nei ponti e a 200 N/mm<sup>2</sup> nei solai degli edifici.

La combinazione risulta pari a:

$$1,35 \text{ (peso proprio)} + 1,50 \times \text{(accidentali)} + \frac{0,95}{1,05} \times \text{(precompressione)}$$

Per tenere conto di una eventuale redistribuzione in fase plastica si applicano le regole del cemento armato con eccezione del coefficiente di sicurezza.

Al suo posto si mette in conto un fattore globale di maggiorazione dei carichi pari a 1,75, nonché si tiene conto dei valori medi delle caratteristiche dei materiali.

Ulteriori dettagli trovansi in [15, 17 e 18].

Nel caso delle costruzioni a conci prefabbricati ove l'armatura lenta non è sovrapposta, occorre tenere presente il pericolo della formazione di fessure passanti nei giunti, con riduzione della zona compressa a causa dello spostamento dell'asse neutro.

## 6. ESEMPI ESECUTIVI

### 6.1 Generalità

Le figg. 14 e 15 mostrano possibili precompressioni esterne. Si tende vieppiù verso soluzioni combinate di precompressione esterna e precompressione tradizionale, al fine di guadagnare in braccio di leva.

Un altro impiego tipico dei cavi esterni è nei cavi di continuità dei ponti a spinta, in modo da utilizzare la precompressione di varo per ridurre la precompressione necessaria in esercizio.

### 6.2 Esempi di realizzazioni

In Germania sono stati realizzati 5 ponti con precompressione esterna, di cui uno ferroviario e un consolidamento [6, 7].

La fig. 16 illustra i cavi del ponte di Wintrop. Queste opere sono, nei primi anni di esercizio, sottoposte a intense campagne di strumentazione.

## 7. COSTI

La tabella 2 riporta una comparazione di costo tra diversi cavi tradizionali, unbonded ovvero esterni.

Tabella 2 - Raffronto economico tra diversi sistemi di precompressione anulare di serbatoi a parità di forza di precompressione totale

- Barre dia 36 mm St 1080/1230 tensione iniziale 0,70 $f_{ptk}$ lunghezza 34 m, 180°	100%
- Cavo tradizionale a trefoli 5 x 0,6" 1570/1770 tensione iniziale 0,55 $f_{ptk}$ lunghezza 34 m, 180°	83,4%
- Cavo unbonded tipo M per serbatoi 6 x 0,6" 1570/1770 tensione iniziale 0,7 $f_{ptk}$ lunghezza 68 m, 360°	75,5%
- Cavo tradizionale tipo M per serbatoi 6 x 0,6" 1570/1770 tensione iniziale 0,55 $f_{ptk}$ lunghezza 68 m, 360°	90,5%
- Cavo esterno	150%

Nella tabella 3 sono comparati i fabbisogni di materiali per diversi ponti a spinta.

Tabella 3 - Raffronto incidenza di ponti a spinta

Ponte	Wannebach	Berlke	Wintrop
Precompressione	Tradizionale	Esterna	Esterna
Larghezza impalcato (m)	14,85	14,25	15,28
Altezza (m)	3,02	3,30	3,30
L (m)	42,00	45,00	43,00
Tensione iniziale cavi	0,55 $f_{ptk}$	0,70 $f_{ptk}$	0,70 $f_{ptk}$
Incidenza cls ( $m^3/m^2$ )	0,81	0,66	0,67
Percentuale traversi	4%	11%	10%
Armatura lenta ( $kg/m^2$ )	69	127	103
Precompressione longitudinale ( $kg/m^2$ )	27,1	24,1	25,6
Precompressione trasversale ( $kg/m^2$ )	6,7	6,3	5,4

Nonostante un più elevato sfruttamento dell'acciaio di precompressione ed un ridotto peso proprio, le quantità di acciaio per cavi, nel caso di precompressione esterna, è solo di poco inferiore al caso di cavi tradizionali iniettati dopo la tesatura. Ciò è dovuto al ridotto braccio delle coppie interne.

Sotto questo aspetto occorre ricercare possibili migliorie.

Il costo complessivo dell'opera a cavi esterni risulta più elevato di circa 10%, ove, però, i costi di manutenzione dovrebbero risultare più contenuti.

## 8. CONCLUSIONI

Sicuramente non frutto di moda passeggera, la precompressione esterna offre soluzioni significative ed economiche in specifiche e particolari applicazioni.

Prima, però, di creare una nuova tipologia, partendo dai difetti di un lungamente collaudato preesistente sistema costruttivo, si dovrebbe criticamente verificare se in esso non esistano potenziali possibilità di miglioramento.

All'uopo interessante appare l'impiego di acciai a rivestimento multistrato, successivamente resi aderenti alla struttura mediante iniezione, al fine di superare i limiti propri della tecnologia dell'iniezione stessa.

Ulteriori vantaggi derivano dall'eventuale impiego di barre a filettatura continua per la ripartizione delle fessure.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] VIRLOGEUX M. - Die externe Vorspannung. Beton und Stahlbetonbau, 83, 1988
- [2] MATHIVAT J. Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP-Notes 1988/2
- [3] BRUGGELING A.S.G. - External cables. States of Art Report, Conf. Partial Prestressed Concrete Structures, Bratislava 1988
- [4] MANN Ch. - Brückenträger mit Unterspannung. SIA 9/87
- [5] VOGEL T., HEER K. - Externe Vorspannung ohne Verbund, Schweizer Ingenieur und Architekt, nr. 48, 1989
- [6] EIBL J., VOSS W. - Zwei Autobahnbrücken mit externer Vorspannung. Beton und Stahlbetonbau 84, 1989
- [7] EIBL J., PROMMERSBERGER G. - Vorspannung ohne Verbund, erste Brückenüberbauten mit externer Vorspannung für die deutsche Bundesbahn. IBW - Ingenieurbauwerke 1990
- [8] JUNGWIRTH D. - Bautechniken schützen Boden und Grundwasser. Umwelt 19, 1989, 5, S. 31-36
- [9] CEB/FIP - Mustervorschriften für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. CEB 1978
- [10] FIP - External Prestressing. Commission Steel and Systems 1990
- [11] LITZNER H.U. - Harmonisierte europäische Betonbaunormen - derzeitiger Stand und Tendenzen. Betonwerk+Fertigteiltechnik 12/1988
- [12] EUROCODE 2 - Gemeinsame einheitliche Regeln für Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Bericht EUR 8848 DE, EN, FR der Kommission der Europäischen Gemeinschaft, Brüssel 1984
- [13] MATHIEU H. - Précontrainte extérieure. Edition provisoire. Commission Interministérielle de Précontrainte, Dez. 1989
- [14] DIN 4227 - Teile 1 bis 6, Spannbetonbau. Benth-Verlag, Berlin
- [15] DAfStb - Vorspannung ohne Verbund. Entwurf 1990
- [16] JUNGWIRTH D., HOCHREITHER H. - Korrosionsschutzsysteme für Schrägseile. Vom Werkstoff zur Konstruktion. Ernst & Sohn 1990, Berlin
- [17] WÖLFEL E. - Die Behandlung der Vorspannung Teilsicherheitsbeiwerten. Beton und Stahlbetonbau 85, 1990
- [18] EIBL J., HÄUSSLER U., RETZEPIS I. - Zur numerischen Ermittlung der Spanngliedkräfte bei Vorspannung ohne Verbund. Bauingenieur 65, 1990

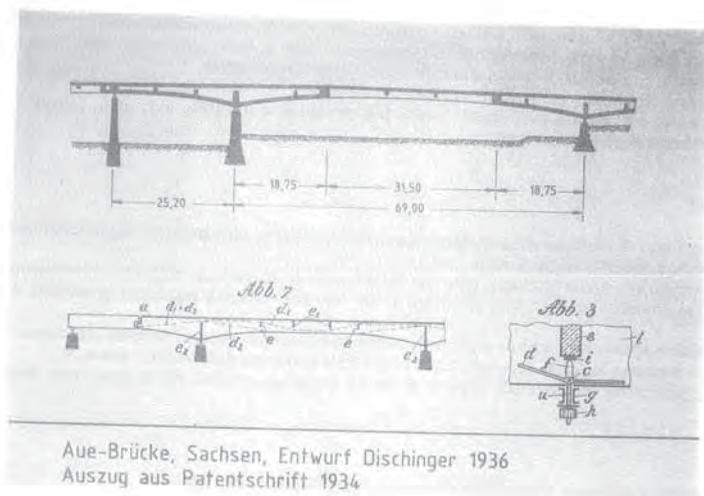


FIG. 1 PONTE DI AUE. DISEGNO DI BREVETTO 1936

*Embedded strand post-tensioning systems*

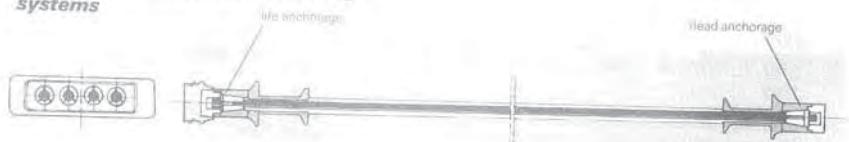


FIG. 2 MONOTREFOLO IN GUAINA PIATTA

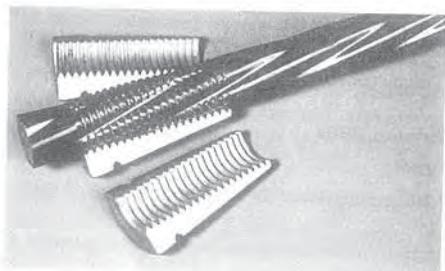


FIG. 3 TREFOLO EPOXI - RIVESTITO CON CUNEO SPECIALE

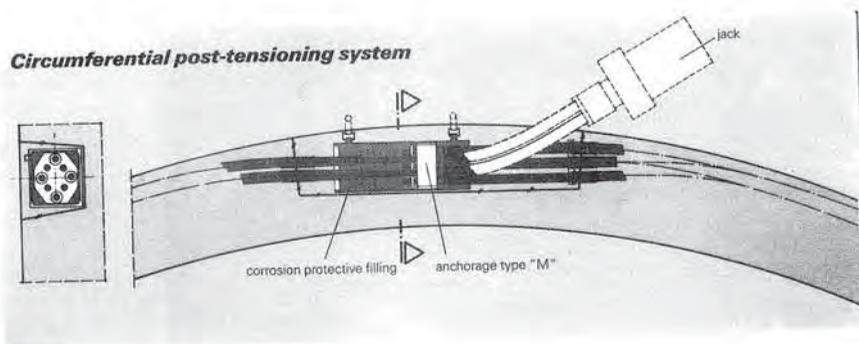


FIG. 4 PRECOMPRESSIONE ANULARE CON MONOTREFOLO

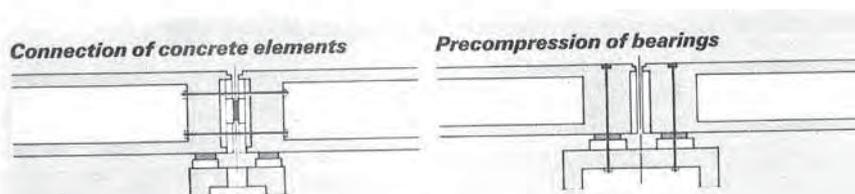


FIG. 5 IMPIEGHI DI BARRE PER CAMPATE FERROVIARIE

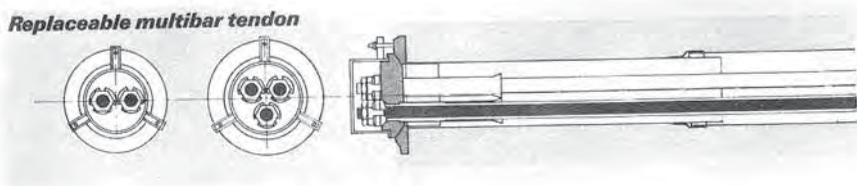


FIG. 6a

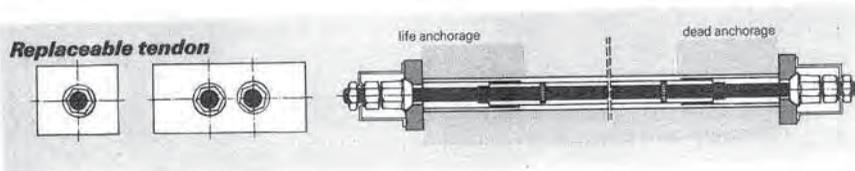


FIG. 6a - 6b PRECOMPRESSIONE ESTERNA CON BARRE

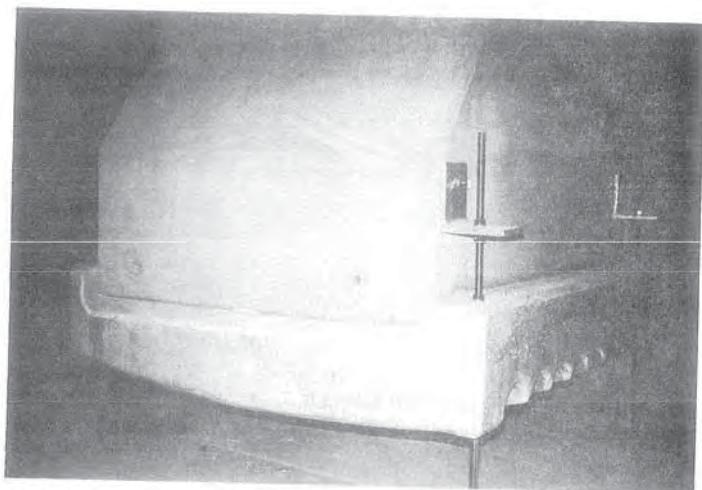


FIG. 7 SELLA IN CLS FIBRORINFORZATO

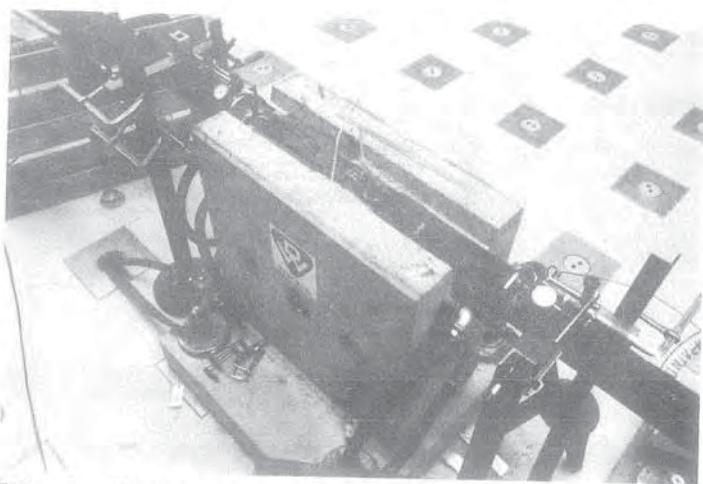


FIG. 8 PROVE DI LABORATORIO DI UNA SELLA DI RINVIO.  
TU KARLSRUHE

### Spannglied SUSPA VI

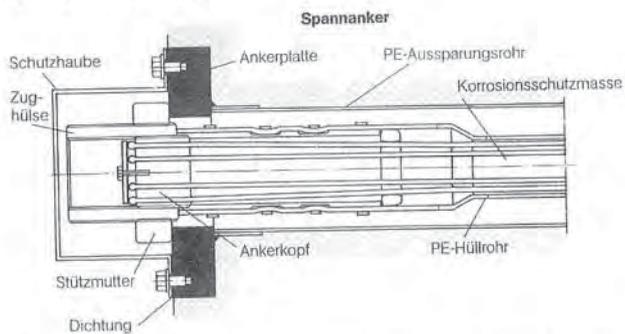


FIG. 9 CAVO BBRV A FILI PER PRECOMPRESSIONE ESTERNA

### Spann- und Festanker

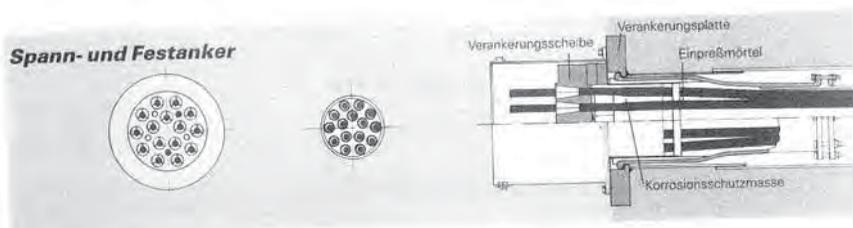


FIG. 10 CAVO DYWIDAG A MONOTREFOLI PER PRECOMPRESSIONE ESTERNA.

### Deviation

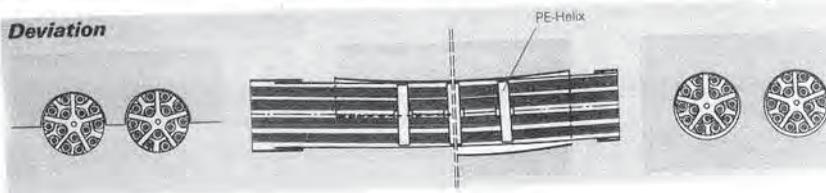


FIG. 11 DEVIATORE

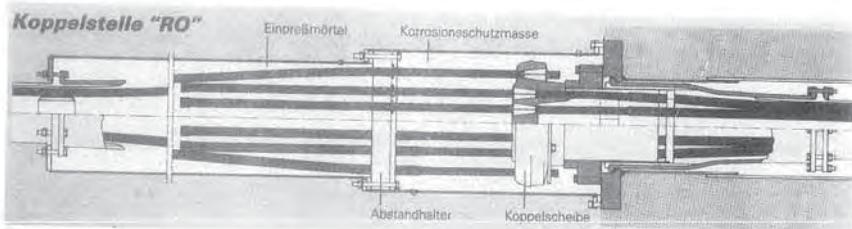


FIG. 12 ACCOPIATORE



FIG. 13 VERSIONE SEMPLIFICATA DEL CAVO IN FIG. 10



FIG. 14a

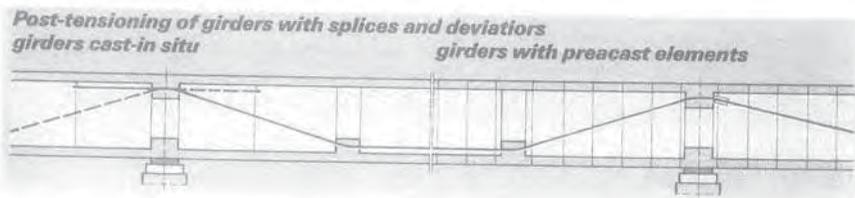


FIG. 14b - FIG. 14a-b ESEMPLI APPLICATIVI DI PRECOMPRESSIONE ESTERNA.

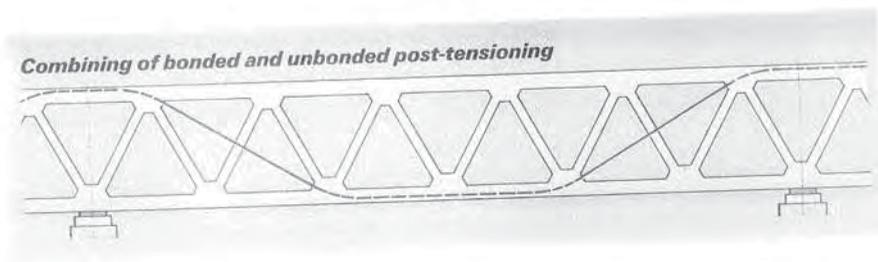


FIG. 15a

*Strengthening of structures*



FIG. 15b FIGG. 15a-b ESEMPI APPLICATIVI DI PRECOMPRESSIONE ESTERNA

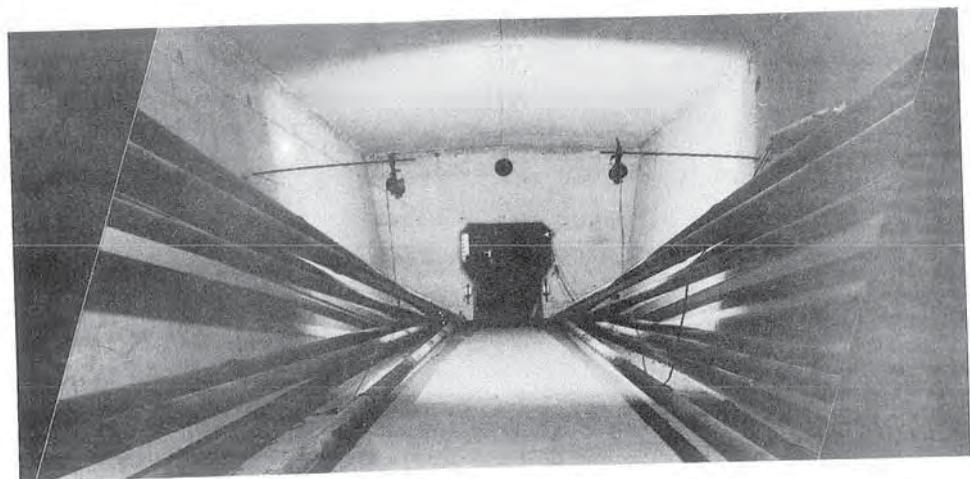


FIG. 16 PONTE DI WINTROP



L'APPORTO DELLA SORVEGLIANZA AI CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI  
PONTI STRADALI

Luca MALISARDI - Giampaolo NEBBIA - Alberto ASCENZI  
SPEA - Ingegneria Europea - Gruppo IRI-Italstat



## L'APPORTO DELLA SORVEGLIANZA AI CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI PONTI STRADALI

Luca MALISARDI, Giampaolo NEBBIA, Alberto ASCENZI

S P E A - Ingegneria Europea - Gruppo IRI-Italtat

### SOMMARIO

L'adozione di una nuova concezione progettuale, che presti maggiore attenzione ai problemi che si verificano durante la vita utile di un'opera, può condurre, a fronte di irrisori incrementi dei costi di costruzione, a rilevanti risparmi nella manutenzione.

L'esperienza acquisita in trent'anni di sorveglianza delle opere d'arte stradali ha consentito la creazione di un patrimonio di conoscenze che ha già avuto ricadute sulle più recenti progettazioni autostradali.

Nella memoria vengono illustrate le principali risultanze di questa esperienza, col fine di fornire al progettista di ponti delle utili indicazioni atte a garantire la buona riuscita del manufatto sotto tutti gli aspetti legati all'esercizio: sicurezza, durabilità, manutenzione, interazione con l'utenza, sorveglianza.

### SUMMARY

A new project concept, which takes into consideration the problems occurring during the use of a structure, can lead to considerable advantages with regard to the maintenance of the same, at insignificant costs' increases in the construction's phase.

The experience acquired after thirty years of surveillance of the roads big structures supplied a great deal of information which have turned to be positively useful with regard to the latest highways studies.

In the report we show the main results of this experience, in order to supply the Project Consultant of bridges with the most useful instructions, by means of which, it is possible to guarantee a good performance of the structure under all aspects concerning the utilization of the same, such as safety, durability, maintenance, user's facilities, surveillance.

## 1. PREMESSA

Le considerazioni che seguono partono da un dato di fatto, il cambiamento della problematica stradale, legato ad una nuova concezione della strada, che attualmente viene considerata come un bene degradabile nel tempo, e che come tale richiede riparazioni periodiche e la sostituzione delle parti soggette ad usura. Quanto detto è vero in generale per l'intero corpo stradale, ma diventa di estrema importanza per le opere d'arte ed i viadotti in particolare, in quanto sono questi i manufatti più esposti e quindi più soggetti ad aggressioni sia di tipo fisico che chimico; inoltre tali strutture hanno risentito maggiormente di un'evoluzione che, oltre ad innumerevoli "pro", ha portato con sé un certo numero di inevitabili "contro", come ad esempio la maggiore intensità e frequenza del traffico, la realizzazione di strutture sempre più snelle o l'uso di materiali più soggetti ai fenomeni di fatica.

Visto inoltre il notevole costo dei viadotti nasce la necessità di mantenere inalterato nel tempo questo patrimonio viario, necessità che genera un costante incremento dei costi di gestione.

Il contenimento di tali costi ed il prolungamento della vita utile di un ponte è possibile anche attraverso una progettazione che non si limiti a verificare la sicurezza strutturale ma che, studiando accorgimenti apparentemente marginali e curando alcuni particolari costruttivi, permetta, a fronte di minimi incrementi di spesa al momento della costruzione, dei grossi risparmi nell'arco della vita utile.

### 1.1 Evoluzione e nuovi obiettivi della progettazione

Il progetto di un'opera d'arte finalizzato all'ottimizzazione della fase gestionale deve prevedere l'ottemperanza di una serie di esigenze, tra cui la migliore conservazione del manufatto e si la principale, ma non certamente l'unica.

Il ponte in esercizio infatti, deve rispondere a criteri di sicurezza, deve essere durevole nel tempo, deve poter essere tenuto sotto controllo agevolmente, deve poter subire una manutenzione a costi minimi, deve garantire comunque la continuità dei flussi veicolari che lo attraversano.

L'ottica in cui si è posto in maniera classica il progettista rispondeva prevalentemente al rispetto per tutte le parti strutturali, delle verifiche di sicurezza; negli ultimi anni, la constatazione di un gran numero di strutture degradate, ha portato a considerare anche in sede di progettazione l'aspetto della durabilità e in questa direzione ci si sta tuttora muovendo.

Se si osserva l'evoluzione della progettazione si possono trarre delle ulteriori conclusioni.

Nel campo autostradale, ad esempio, dopo un primo periodo (costruzione dell'Autostrada del Sole) durante il quale si diede libero sfogo alla fantasia dei progettisti, con la realizzazione delle strutture più varie e con l'uso di svariati materiali (cemento armato, c.a.p., acciaio-clt) e seguito un secondo periodo nel quale si è preferito orientare le scelte progettuali verso soluzioni il più uniformi possibile, di cui l'espressione più ricorrente è stata la trave appoggiata in c.a.p..

L'obiettivo di queste scelte era semplificare la fase di costruzione, in modo da renderla più rapida e al tempo stesso più economica.

Solo nella terza generazione dei ponti autostradali, che si può approssimativamente far risalire agli inizi degli anni ottanta, sono entrate in misura rilevante, nell'ambito progettuale, le risultanze dell'esperienza acquisita nella fase di esercizio e di controllo.

Non è casuale che nella Normativa dei ponti stradali del 2/8/80, venga menzionato per la prima volta il progetto ed il controllo di quelle parti accessorie non strutturali, quali i giunti, le impermeabilizzazioni, i sistemi di smaltimento delle acque meteoriche, che si sono rivelati dei veri "punti deboli" del ponte.

La soluzione del problema progettuale non va pertanto impostata solo in stretti termini di scelte strutturali o di durabilità intrinseca dei materiali, ma anche nel rispetto di vincoli ed esigenze meno legati al calcolo strutturale, ma con notevoli risvolti di carattere pratico ed economico.

### 1.2 La manutenzione programmata

A questo punto bisogna cercare di identificare quali sono le tecnologie che hanno dato migliori effetti sulla buona conservazione delle opere e quali dei tanti possibili accorgimenti risultano essere più vantaggiosi per la gestione stessa.

Questo è un compito che può assolvere esaurientemente un "terotecnico", cioè un esperto di manutenzione programmata, manutenzione che, come è evidenziato dall'aggettivo che l'accompagna oggi ha assunto un contenuto molto più vasto rispetto al passato, quando gli interventi erano guidati essenzialmente dall'emergenza.

Attualmente la manutenzione, a monte delle conoscenze necessarie per effettuare il generico ripristino, richiede la conoscenza delle caratteristiche tecniche ed anagrafiche delle opere, dell'evoluzione del loro degrado, delle tecniche che consentano un confronto tra lo stato delle diverse opere, permettendo quindi una valutazione degli interventi ed una programmazione degli stessi.

In Italia la SPEA Ingegneria Europea del gruppo IRI-Italtel ha al suo interno il Servizio Tecnico di Sorveglianza che svolge interventi sistematici sulle strutture per determinarne lo stato di conservazione ed eventuali anomalie di funzionamento.

Tale servizio, nato per motivi di sicurezza ma subito utilizzato per la manutenzione programmata, ha sviluppato insieme e di pari passo con la Autostrade SpA un patrimonio di conoscenze sull'esercizio delle strutture che già ha avuto forti ricadute sulle recenti progettazioni; questo servizio ha reso possibile ricavare in tempi sempre più brevi le indicazioni che provengono dall'osservazione continua di quanto costruito, con particolare riguardo all'individuazione, sin dai primi segni di cattivo funzionamento, degli effetti di una erronea impostazione progettuale.

Occorre quindi brevemente illustrare in che cosa consiste la sorveglianza, per far comprendere la sua importanza e per chiarire il perché sia necessario che in situ il suo svolgimento sia il più possibile agevolato.

### 1.3 La sorveglianza

Da circa 30 anni la SPEA svolge, per conto della Autostrade SpA, il servizio di ispezione e controllo dei manufatti ricadenti nella rete autostradale. Attualmente il servizio è stato esteso anche ad altre società concessionarie e si svolge su 3.000 Km di autostrade, riguardando un numero complessivo di 4.200 opere (1.900 ponti e viadotti, 1.950 cavalcavia e 350 gallerie); 18.000 è il numero totale delle campate osservate, mentre 300.000 sono i metri lineari di galleria per singolo fornice.

L'attività di sorveglianza dei ponti in Italia si basa sulla Circolare del Ministero dei LL.PP. del 19/7/67 intitolata "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali" [1].

La metodologia delle ispezioni prevede un esame visivo ravvicinato delle singole parti strutturali, che è in grado di fornire una indicazione di massima sullo stato generale di conservazione dei manufatti ed è senz'altro da considerare come metodo fondamentale di sorveglianza, sul quale si è maturata una notevole esperienza.

Per le opere sulle quali risulta opportuno eseguire ulteriori approfondimenti, e comunque nel corso delle ispezioni straordinarie, ci si avvale di metodologie più evolute basate su controlli di tipo non distruttivo.

Dall'insieme delle informazioni raccolte in sede di controllo si ottiene un quadro esauriente sulle condizioni delle opere sospette di diminuita idoneità funzionale.

La SPEA, ha provveduto alla realizzazione di un sistema di programmi su personal computer per la gestione automatica degli archivi delle ispezioni. Con tale sistema si ha la possibilità di svolgere rapidamente ricerche sugli ammaloramenti ed in particolare su quelli gravi e quindi di ottenere le informazioni di base per la programmazione degli interventi manutentori; inoltre è possibile studiare l'evolversi dei difetti in relazione alla diversa tipologia e avere cognizioni di carattere generale sulle prestazioni di soluzioni adottate sia in fase di primo impianto che successivamente.

### 1.4 Il manuale

Rimane quindi un problema da risolvere, quello della diffusione delle conoscenze acquisite dalla "sorveglianza" fra chi si occupa della progettazione delle opere.

Spesso però si incontrano difficoltà in quanto è difficile far coesistere la mentalità del progettista, quella dell'esecutore delle opere e infine quella di chi le gestisce e le controlla durante la loro vita; oltretutto quest'ultima figura si è andata specializzando solo di recente. Sovente vengono ancora costruite opere nelle quali si ripetono scelte progettuali che, se già prevedibile, comporteranno punti deboli nelle strutture, con conseguenti successivi sprechi di tempo e di denaro.

Sulla base di queste considerazioni e dell'esperienza maturata nel controllo dei manufatti, è stato possibile trarre una sorta di manuale di buona progettazione dei ponti, realizzato sotto forma di schede monografiche (v. fig.1), nel quale i diversi argomenti sono stati suddivisi secondo la parte strutturale interessata e giudicati rispetto

a cinque obiettivi che hanno un immediato riflesso nell'ambito dell'esercizio dell'opera d'arte; questi obiettivi sono:

- incrementare la durabilità della struttura
- ridurre la probabilità di danni accidentali e la loro entità
- rendere agevoli le attività di sorveglianza
- facilitare gli interventi di manutenzione
- garantire la sicurezza degli utenti e del personale addetto.

Nell'esame delle scelte può capitare che taluni "consigli", se da un lato soddisfano un obiettivo, possano nello stesso tempo non perseguirne o addirittura essere controproducenti rispetto ad un altro; la definizione delle priorità da realizzare garantirà la scelta più opportuna.

E' da notare infatti che se tutte le alternative avessero un'unica soluzione ottimale si arriverebbe alla definizione di un'opera tipo da adottare in ogni caso, mentre sappiamo che le caratteristiche di tipo funzionale ed ambientale sono talmente varie da far sì che per ogni caso si debba studiare la soluzione specifica.

Quello che segue è un compendio in forma discorsiva di buona parte degli argomenti trattati nel suddetto manuale.



Fig. 1 - Una scheda del "manuale"

## 2. LA DURABILITA' DELLA STRUTTURA

Dopo ovviamente il rispetto degli opportuni margini di sicurezza nel calcolo, e' senz'altro questo l'aspetto prevalente da garantire nella progettazione.

Il controllo di migliaia di ponti autostradali nel corso di circa trent'anni ha evidenziato delle notevoli carenze progettuali dal punto di vista della conservazione nel tempo; il problema nel passato e' stato semplicemente ignorato o meglio direttamente correlato al soddisfacimento del calcolo statico.

Attualmente istruzioni e normative a livello nazionale ed internazionale fanno sì che il progettista debba prendere in considerazione anche l'aspetto della durabilità; ma e' il bagaglio dell'esperienza che può fornire al momento le migliori soluzioni, anche perché non appare opportuno imporre al progettista ulteriori vincoli, che e' bene ricordarlo, se introdotti in una norma, non hanno solo risvolti tecnici, ma anche civili e penali.

I fattori che concorrono alla realizzazione di un progetto che garantisca una maggiore durabilità sono da ricercare non soltanto nelle caratteristiche dei materiali da mettere in opera, ma anche nella scelta della tipologia strutturale, nel dimensionamento degli elementi, nel corretto studio delle parti accessorie e dei particolari costruttivi.

### 2.1 La durabilità del materiale

Il materiale che si degrada chiama in causa non solo chi l'ha messo in opera, ma anche chi ne ha previsto l'utilizzo; il concetto dell'indicazione della sola resistenza come parametro di individuazione deve ormai ritenersi superato.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, la nuova Norma UNI 8981 fornisce numerose indicazioni sul tipo di miscela da adottare, in relazione all'utilizzo previsto. In una parola occorre effettuare un progetto del materiale all'interno del progetto dell'opera, che si esplicita nelle prescrizioni di capitolato.

Ma l'argomento dei materiali, ed in particolare del calcestruzzo, ha già una sua ampia trattazione specifica, per cui e' soltanto necessario in questa sede ricordarne l'importanza.

## 2.2 La tipologia strutturale

Anche la tipologia strutturale ha un'influenza determinante sulla durabilità; lo schema statico in primo luogo.

La trave appoggiata ad esempio, pur presentando notevoli vantaggi dal punto di vista costruttivo, ha il suo punto debole nei giunti; nonostante i notevoli progressi ottenuti nella realizzazione di tali attrezzature, e' ormai certo che le stesse hanno una "vita utile" molto limitata, se non altro in relazione alla "vita utile" degli altri elementi strutturali che compongono il ponte.

Per tale ragione occorre accettare un compromesso tra il grado minimo di efficienza che si vuole dal giunto e la frequenza con la quale si deve intervenire per riparare o sostituire l'attrezzatura, tenendo ovviamente conto che la durata della stessa e' all'incirca proporzionale al suo costo iniziale.

L'adozione di strutture continue con pochi giunti di elevata qualita' supera in maniera radicale il problema, diminuendo notevolmente la frequenza degli interventi di manutenzione, che, nel caso specifico dei giunti, comportano comunque disturbi all'utente.

Un altro schema che ha avuto un'ampia utilizzazione e che si e' rivelato deleterio per la conservazione delle strutture dei ponti e' quello con seggiole Gerber. Malgrado i vantaggi che comportano in sede di distribuzione delle sollecitazioni, il loro uso e' andato fortemente diminuendo per il cronico stato di ammaloramento delle porzioni di impalcato che le costituiscono (v. foto 1).

Questa tendenza a degradarsi e' da ricercare in un certo numero di cause; la seggiola Gerber comporta la presenza del giunto, comunque negativa, gli apparecchi d' appoggio e le superfici di contatto tra i due impalcati si trovano immediatamente sotto il giunto e sono quindi soggetti alla penetrazione e ai ristagni d'acqua, spesso contenente sali antighiaccio, che agrediscono il calcestruzzo.

Le seggiole Gerber inoltre presentano ulteriori svantaggi sotto altri aspetti, come piu' avanti si avra' modo di vedere.

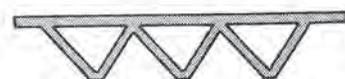
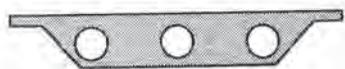
Il degrado delle diverse sezioni trasversali dell'impalcato ha mostrato che alcune soluzioni sono da preferire rispetto ad altre (v. fig.2); i solettoni alleggeriti ad esempio si sono dimostrati particolarmente insidiosi in quanto gli eventuali ristagni d'acqua all'interno dei tubi di alleggerimento provocano l'ammaloramento del calcestruzzo e la corrosione dei ferri di armatura.

Il solettone pieno e, per le luci maggiori, la sezione a cassone, sembrano oggi offrire maggiori garanzie di



Foto 1 - Seggiola Gerber degradata

SOLUZIONE DA SCARTARE



> 150

SOLUZIONE DA ADOTTARE



> 200

Fig. 2 - Scelta della sezione trasversale dell'impalcato

durata, in relazione al basso rapporto superficie/volume esposto agli agenti aggressivi esterni e alle azioni termoisometriche, rispetto agli impalcati a travata.

Tra le scelte tipologiche rientra anche l'adozione del materiale che costituisce l'impalcato; a questo proposito e' bene ricordare come le travi in c.a.p. a cavi scorrevoli con fili o trefoli abbiano dato luogo a gravi danni (v. foto 2) ed onerosi interventi di ripristino.

I problemi sono spesso legati a cattiva esecuzione, ma non sono da trascurare le difficolta' intrinseche di realizzare nel migliore dei modi questo tipo di struttura: iniezioni nelle guaine, tamponi di chiusura impermeabili. Tali difficolta' si vanno ad aggiungere a scelte di progetto infelici quali gli ancoraggi in soletta o la disposizione troppo ravvicinata delle guaine.

Per contro le travi a fili aderenti pre-tesi, come pure le post-tese col sistema delle barre tipo dywidag, hanno dato ottimi risultati di conservazione.

Attualmente per le luci dai 10+15 metri fino ai 30 e' preferibile l'uso di travi prefabbricate ad armatura pre-tesa, mentre per luci superiori e' opportuna l'adozione di sezioni a cassone a piu' vani con cavi scorrevoli; in questo caso e' possibile una distribuzione piu' uniforme dei cavi sulla sezione trasversale, mentre e' auspicabile che le iniezioni dei cavi siano eseguite con malte a ritiro compensato remunerate sulla base delle quantita' effettivamente messe in opera.

### 2.3 Il dimensionamento degli elementi

Nei riguardi delle dimensioni delle strutture si e' notato che un sovradimensionamento in sede progettuale da' risultati importanti sulla durabilita'; in particolare il procedere degli effetti della degradazione risulta molto meno pericoloso in una struttura di spessore maggiore, di quanto non lo sia per una "snella".

I progressi nelle analisi di calcolo, nelle tecniche di realizzazione e nei materiali da costruzione, anche sotto la spinta di eminenti progettisti, ha portato al concepimento di strutture sempre piu' snelle, con l'obiettivo di ottenere opere molto leggere e particolarmente gradevoli dal punto di vista estetico.

Ma l'osservazione di questi manufatti in esercizio ha mostrato come le strutture si siano degradate con piu' rapidita' delle altre e abbiano posto in maniera piu' pressante il problema della sicurezza (v. foto 3).

I vantaggi di un leggero sovradimensionamento valgono ovviamente per tutte le parti della struttura, ma soprattutto in quelle zone dove le sollecitazioni dinamiche sono piu' intense; si e' rivelato molto efficace irrigidire queste zone o attraverso mensole oppure aumentando localmente lo spessore della soletta; l'ideale sarebbe ridurre al minimo la luce di questi sbalzi, per ridurre la mobilita' ed il conseguente deterioramento dei giunti, ma problemi di facilita' di ispezione consigliano di lasciare un opportuno spazio tra le testate delle travi.



Foto 2 - Trave con cavi scorrevoli corrosi



Foto 3 - Degrado di pilastri snelli

Questo è un tipico caso in cui l'adozione di un provvedimento può avere effetti contrastanti; si ritiene che la soluzione ottimale in questo caso sia di lasciare uno spazio di circa 80 cm tra le testate per il passo d'uomo, e contemporaneamente di irrobustire gli sbalzi sia come spessore che come armatura.

Si è qui sfiorato un altro aspetto molto importante di cui tenere conto nel progetto: la previsione delle attrezzature accessorie e l'analisi della sistemazione dei particolari.

#### 2.4 Le parti accessorie

Nel passato il progetto delle parti secondarie, generalmente non strutturali, e dei particolari costruttivi non veniva effettuato, o perché demandato al costruttore o perché ritenuto trascurabile.

Dall'esame delle degradazioni sulle opere esistenti emerge invece che il progetto di una nuova opera deve curare con attenzione lo studio di tali parti, perché queste hanno dimostrato di avere un'influenza considerevole sullo stato di conservazione complessivo del ponte.

Per parti secondarie intendiamo essenzialmente i giunti, gli apparecchi di appoggio, l'impermeabilizzazione dell'impalcato ed i dispositivi per lo smaltimento delle acque.

I giunti propriamente detti sono l'accesso principale per le acque meteoriche al disotto dell'impalcato e costituiscono perciò il punto di ingresso della degradazione che coinvolge di seguito le solette, le testate delle travi, gli appoggi, i pulvini e quindi le pile. Per questo si cerca di limitarne il numero, sia con l'adozione di diverse tipologie strutturali (impalcato continui o solette continue), sia con l'eliminazione ove possibile dei portali sulle pile e delle solette intermedie tra gli impalcati.

Le attrezzature di giunto devono essere scelte tenendo conto della loro duplice funzione di assicurare la perfetta continuità del piano viabile e, soprattutto, ai fini della durabilità, la tenuta e l'allontanamento dell'acqua. Per il tipo di giunto quindi occorre considerare attentamente le azioni alle quali verrà sottoposto, che dipendono dalla morfologia del ponte, dalla scelta degli appoggi, dalle dimensioni e dalla conformazione degli sbalzi di soletta.

Si fa notare che nel passato le attrezzature di giunto non erano spesso previste, oppure lo erano in forme molto rudimentali (angolari sulle solette con sopra una piastrina metallica, scossaline non collegate con le impermeabilizzazioni, etc.).

Per quanto riguarda gli apparecchi di appoggio negli ultimi anni l'evoluzione è stata molto consistente e si può affermare che solo recentemente l'apparecchio è in grado di fornire le effettive condizioni di vincolo richieste; ci riferiamo ai moderni apparecchi in cui l'accoppiamento tra l'acciaio e il teflon garantisce coefficienti di attrito estremamente bassi.

Anche in questo caso sono state utilizzate nel passato apparecchiature semplici, che però per il loro rapido deterioramento non potevano garantire per molto tempo il rispetto delle ipotesi progettuali: ci riferiamo in particolare agli appoggi costituiti da rulli metallici non inossidabili, a quelli con neoprene e lamini metallici non vulcanizzati, oppure alle semplici lastre di piombo, per non parlare dei pendoli in cemento armato, adottati pure in diversi casi.

Da citare infine gli ottimi risultati che si sono ottenuti prevedendo in sede progettuale l'impermeabilizzazione degli impalcati ed il corretto e completo studio del deflusso delle acque dalla pavimentazione del ponte fino al terreno, predisposizioni che dove non previste hanno spesso causato notevoli degni delle solette e delle travi (v. foto 4).



Foto 4 - Esempio di smaltimento delle acque meteoriche

## 2.5 I particolari costruttivi

Si sono notati frequentemente gli effetti negativi sulla durabilità delle strutture legati alla mancanza di alcuni accorgimenti, che in fase di costruzione non comportano invece alcun aggravio nell'essere adottati.

La scelta del diametro e la disposizione non accurata dei ferri di armatura può rappresentare la fonte di ammaloramenti precoci del calcestruzzo; innanzitutto va tenuto conto che il copriferro deve essere differenziato in relazione all'aggressività dell'ambiente in cui l'opera progettata verrà a trovarsi, inserendo tra gli agenti aggressivi anche il sale antigelo. In questo settore la normativa è già in grado di fornire i valori minimi da adottare.

L'esperienza ha poi mostrato che ad esempio vanno evitate le disposizioni ravvicinate dei ferri, anche al di là delle prescrizioni di normativa: infatti in numerosi casi si sono riscontrate (v. foto 5) delle concentrazioni di ferri, sia all'intradosso delle travi che su pilastri di dimensioni contenute, che hanno impedito l'uniforme distribuzione del calcestruzzo, generando segregazioni, vespai, vuoti, distacchi del copriferro.

Il fenomeno è particolarmente grave nelle travi precomprese a cavi scorrevoli, dove specie nei casi in cui sono presenti molte guaine di piccolo diametro, le guaine ravvicinate hanno creato regolarmente al di sotto ampie zone senza conglomerato o fortemente segregate: in qualche caso il problema si è evidenziato già alla scasseratura, ma in molti altri in fase di sorveglianza, allorché si è proceduto ad una sistematica campagna di valutazione dello stato degli intradossi di tale tipo di travi.

Riguardo alle singole parti strutturali ci sembra opportuno fare solo qualche altro cenno, anche se i casi da riportare sarebbero ancora numerosi.

Nelle spalle, ad esempio, è consigliato in molti testi di prevedere le solette di transizione (v. fig.3) tra il paraghiaia e il terrapieno, ma ciò è stato quasi sempre ignorato. Leggeri cedimenti del terreno a tergo hanno creato presto dei gradini sulla pavimentazione con onerosi problemi di ripristino per il gestore e notevoli fastidi per l'utente.

Sempre nelle spalle, specialmente nei cavalcavia, si è spesso evitato di disporre un giunto tra paraghiaia e soletta, che in questo caso sarebbe stato invece necessario: la soletta è stata gettata direttamente contro-terra; questo ha favorito la penetrazione di acqua e terra nella zona delle testate delle travi e degli apparecchi di appoggio, degradando le une e compromettendo la funzionalità degli altri; senza contare ovviamente il dilavamento delle pareti delle spalle medesime.



Foto 5 - Disposizione troppo ravvicinata dei ferri

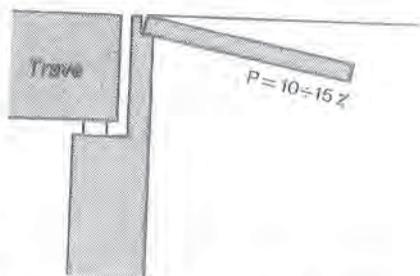


Fig. 3 - Soletta di transizione spalle - rilevato

## 3. RIDUZIONE DI DANNI ACCIDENTALI IN ESERCIZIO

Nell'ambito del progetto vengono prese in conto tutte le azioni che possono interessare un determinato ponte e se ne valutano gli effetti secondo opportune combinazioni di contemporanea presenza. Nondimeno su certe azioni particolarmente severe, ma nello stesso tempo altamente improbabili, si accetta il principio che la struttura si danneggi, ma che comunque non crolli: è il tipico caso delle azioni sismiche.

In questo settore si e' ormai specializzata la tecnologia di apparecchiature che permettono, con la loro deformazione e il loro stesso deterioramento, la salvaguardia dell'opera con notevoli risparmi in sede di ripristino. Il problema nel passato non era stato del tutto trascurato adottando soluzioni rudimentali, quali gli angolari metallici posti a contenere le testate delle travi, o i blocchi di calcestruzzo disposti al bordo dei pulvini per impedire che l'impalcato si muovesse trasversalmente.

La problematica che si pone attualmente e' legata al continuo aggiornamento della mappa delle zone sismiche; in occasione di lavori di ripristino di viadotti ammalorati situati in zone divenute sismiche successivamente alla costruzione, si e' dovuto procedere ad un oneroso adeguamento.

In questa ottica sarebbe opportuno che laddove si ritenga, sulla base dell'esperienza ed in funzione del tipo di terreno attraversato, che possa avvenire un aggiornamento, si provveda gia' in sede di primo impianto all'installazione di apparecchi d'appoggio che garantiscano una pur minima funzione antisismica o quanto meno all'adozione di ritegni sismici.

Oltre al sisma o ad altre azioni, di cui comunque si puo' tenere conto, quale ad esempio l'urto di natanti su pile in alvei fluviali, si e' riscontrata una notevole quantita' di incidenti in cui i veicoli hanno coinvolto le strutture dei ponti. Ovviamente non si puo' pretendere che il progettista prenda in conto anche tutte le svariate possibilita' in cui si verificano queste situazioni, ma e' tuttavia vero che alcuni semplici accorgimenti possono ridurre gli effetti e i danni sul manufatto.

L'incidente che si registra con maggior frequenza e' l'urto degli impalcati nei sottovia e nei cavalcavia; attualmente la normativa prescrive che il franco libero tra l'estradosso della pavimentazione e l'intradosso dell'impalcato sia almeno 5,00 m. Ma questa misura e' frequentemente disattesa, sia perche' in precedenza i valori prescritti erano piu' bassi, sia perche' nuove pavimentazioni sovrapposte alle precedenti l'hanno ridotta.

Ora sembra auspicabile che il progettista tenga conto di questa problematica lasciando dei margini sufficientemente superiori a quelli minimi, in considerazione del fatto che l'incremento dei costi per la realizzazione di un franco superiore e' quasi irrilevante, mentre la riparazione, o nei casi piu' gravi la sostituzione degli elementi danneggiati, comporta notevoli aggravii economici e soprattutto pesanti ripercussioni sui flussi di traffico sia della viabilita' attraversata, che di quella attraversante.

E' da notare che in alcuni cavalcavia urtati violentemente, la presenza di ritegni sismici o di appoggi antisismici ha consentito di limitare i danni.

Un altro incidente, di frequenza minore del precedente, ma comunque di peso non trascurabile, e' quello causato da automezze che urtano e quindi danneggiano le pile di sottovia o cavalcavia; questi urti vengono a sollecitare le pile stesse in maniera del tutto anomala o comunque non prevista. E' auspicabile che il progettista possa in qualche modo tenerne conto applicando, in sede di calcolo, delle forze orizzontali opportune nella parte inferiore della pila stessa.

Questo e' un tipico caso in cui la propensione per una struttura piu' spessa o un leggero sovradimensionamento possono gia' dare la soluzione piu' idonea al contenimento dei danni da incidente.

Per concludere questa carrellata di esempi va detto che spesso per ridurre le conseguenze di danni accidentali in esercizio un sistema idoneo, compatibilmente con altre esigenze, e' conferire alla struttura dei gradi di iperstaticita' in modo che la crisi di un elemento non metta in crisi l'intera struttura.

#### 4. AGEVOLAZIONE DELLE ATTIVITA' DI SORVEGLIANZA

E' questo l'aspetto che nelle progettazioni del passato veniva meno considerato; abbiamo gia' parlato diffusamente delle attivita' legate al controllo in esercizio dei ponti e dell'importanza che via via hanno assunto.

Pur se dal 1967 e' in vigore la circolare del Ministero dei LL.PP. che prescrive i controlli delle opere d'arte, e' solo a partire dagli anni '80 che nei progetti facenti capo ad Enti sensibili al problema si e' cercato di rendere le ispezioni piu' agevoli e quindi anche piu' produttive.

Purtroppo le parti delle strutture che richiedono una ispezione piu' accurata e frequente, sono proprio quelle zone piu' difficili da raggiungere, come gli intradossi e le testate degli impalcati, gli appoggi, l'intradosso delle solette in prossimita' dei giunti, etc.

Tenerne conto in sede di progetto, significa da un lato evitare alcune soluzioni locali che rendono praticamente impossibile l'ispezione, dall'altro attuare delle predisposizioni attraverso attrezzature il cui impianto non comporta particolari aggravii.

Bisogna considerare che la sorveglianza, oltre che garantire sicurezza, ha una ricaduta economica, in quanto evidenzia le situazioni di degrado al loro sorgere e consente di attuare interventi a scopo preventivo; ma ovviamente ha di per se stessa un costo che e' anche fortemente influenzato dalla facilita' di accesso alle zone da controllare. Si pensi ad esempio alle speciali attrezzature di accesso quali le passerelle montate su autocarro (v. foto 6), comunemente denominate by-bridge, il cui costo giornaliero e' assai rilevante.

Il loro uso non puo' essere eliminato, perche' le parti centrali degli impalcati non sarebbero comunque avvicinabili in altro modo, ma se le zone in proximita' delle testate fossero raggiungibili indipendentemente dal by-bridge, ci sarebbe certamente un risparmio di tempo e di denaro nell'espletamento di queste visite: senza contare poi il minor disturbo all'utenza per le deviazioni o i restringimenti di traffico che queste visite inevitabilmente comportano.

Quando poi le opere sono tali da richiedere ispezioni approfondite di tipo particolare, sarebbe opportuno che il ponte fosse dotato di propri dispositivi speciali di accesso; per eseguire ad esempio i controlli sulle bullonature del Viadotto Capodichino della Tangenziale di Napoli, poiche' la passerella mobile predisposta, solidale alla struttura, non era in condizioni di funzionare, si e' stati costretti ad usare per lungo tempo il by-bridge, creando notevolissimo intralcio alla circolazione.

Per quel che riguarda la scelta strutturale la soluzione della sezione trasversale a cassone ispezionabile si e' rivelata ottima; ma anche in questo caso l'ispezionabilita' va facilitata con una serie di accorgimenti che vanno dall'altezza interna di 1,80+1,90 m, ai passi d'uomo sui diaframmi, dalle scalette di accesso agevoli, ad entrate ed uscite con portelli richiudibili (v. fig.4).



Foto 6 - Ispezione con l'ausilio del by bridge

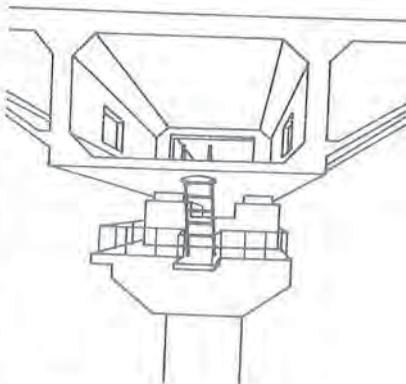


Fig. 4 - Ispezionabilità di impalcati a cassone

Infatti qualora non si garantisca la piena accessibilita' questa scelta si rivela controproducente, in quanto possono crearsi delle situazioni non individuabili come ad esempio ristagni interni; d'altronde si e' gia' detto della insidiosita' dei solcitori alleggeriti, delle travi ad U e V, dei cassoncini di altezze limitate, tutte strutture non ispezionabili dall'interno.

Una delle zone che deve essere studiata con particolare attenzione e' quella della testata dell'impalcato. Molto spesso tra i 2 impalcati adiacenti non c'e' lo spazio sufficiente per il passaggio di una persona; anzi in alcuni casi, probabilmente per cercare di ridurre le dimensioni della sommita' della pila, le travi delle due campate appoggiano praticamente su un'unica fila di appoggi.

Il problema non e' creato solamente dagli impalcati, ma talvolta e' anche la forma della pila che non permette l'accesso, ad esempio per la presenza di portali intermedi interamente chiusi.

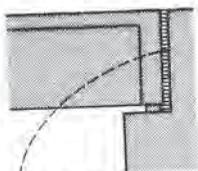
Poiche' abbiamo gia' detto che proprio in questi punti sono necessari i maggiori controlli, la soluzione piu' idonea e' evitare tutti gli impedimenti citati e creare delle scalette di accesso al pulvino lateralmente all'impalcato (v. foto 7), rendere continuo il piano di calpestio in sommita' della pila, lasciare tra gli impalcati un vano di larghezza 0.80 m circa, ricavare eventuali finestre di ispezione sui trasversi per vedere il resto dell'impalcato.

In sede di ripristino dei viadotti, laddove era possibile, sono stati realizzati questi spazi, specialmente in corrispondenza delle spalle dove l'impalcato e' sempre a pochi centimetri dal paraghiaia (v. fig.5).



Foto 7 - Dispositivi fissi d'accesso ai pulvini

SOLUZIONE  
DA SCARTARE



Casseroforma in legname  
o in polistirolo a perdere

SOLUZIONE  
DA ADOTTARE

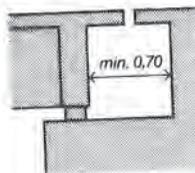


Fig. 5 - Testate degli impalcati su spalla

La maggior parte dei nuovi viadotti autostradali e molti di quelli esistenti sottoposti ad interventi di manutenzione sono oggi provvisti di scale di accesso, mentre non si e' potuto fare nulla per le strutture dotate di seggiole Gerber, anche per questa ragione da evitare.

Da citare infine, per dare la dimensione di quanto fosse trascurato nel passato il problema dell'ispezionabilita', che in molte pile o spalle la testata degli impalcati ha l'accesso impedito da vellette verticali in cemento armato, quasi a ritenerne esteticamente non decorosa la visibilita'; anche in questo caso allorché si e' intervenuti, queste pareti sono state prontamente demolite.

## 5. FACILITAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE

Assodato ormai il concetto che non si puo' piu' pensare di non intervenire durante la vita utile di un ponte, occorre agevolare e semplificare in ogni modo le attivita' connesse con questo tipo di operazioni. Si puo' dire in linea generale che diverse considerazioni gia' svolte, tendenti ad agevolare l'ispezione, danno buoni risultati anche per gli interventi.

Anche qui si deve considerare come nel passato non se ne tenesse conto affatto e come scelte non oculate in progettazione possano rendere molto onerose e disagiati, se non impossibili, alcune operazioni di manutenzione.

E' soprattutto l'accessibilita' a fornire il contributo importante, anche quando e' legata ad operazioni banali (pulizie degli apparecchi di appoggio e dei giunti, sostituzione di parti deteriorate degli stessi, verniciature protettive, etc.), ma che risultano estremamente complicate da eseguire se non c'e' la via di accesso e lo spazio sufficiente.

Ad esempio si sono registrati casi di travate cosi' accostate tra loro da richiedere una preventiva demolizione delle facce aderenti per permettere il sollevamento degli impalcati; quest'ultimo e' un lavoro che e' necessario svolgere di frequente, per eseguire la sostituzione o la manutenzione degli appoggi, per risanare i piani di appoggio degli impalcati, per adeguare la struttura sismicamente, per variare schemi di testate ritenuti obsoleti, etc.

Il primo problema che si pone in questi casi e' dove sistemare i martinetti idraulici. Da terra e' estremamente raro che l'operazione sia economicamente conveniente, sotto le travi, in prossimita' dell'appoggio, non sempre c'e' lo spazio sufficiente sul pulvino, e sotto ai trasversi spesso non c'e' lo spessore necessario.



Fig. 6 - Sollevabilità dai trasversi di testata

Alcune volte i trasversi di testata sono stati realizzati di altezza pari a quella delle travi (v. fig.6); in questo caso, e quando gli apparecchi di appoggio sono di spessore ridotto, oltre al problema della sollevabilità, ci sono anche risvolti negativi sulla durabilità (il trasverso blocca il pulvino generando attriti o distribuzioni del carico non previsti) e sulla ispezionabilità (non si può osservare dall'impalcato la zona delle testate e viceversa).

Ma anche sussistendo lo spazio sotto al trasverso di testata, si pone un secondo problema, legato alla portanza del trasverso stesso, che può non essere in grado di sostenere il peso dell'impalcato. Il trasverso di testata dovrebbe sempre essere progettato con questo obiettivo.

In altri casi è la tipologia della pila (pilastri separati tra loro) o i pulvini non idonei a sostenere lo sforzo, a impedire il sollevamento. È perciò superfluo dire che in sede progettuale va previsto dove e come deve avvenire il sollevamento.

In alcuni ripristini si è stati costretti a costruire delle nicchie apposte sulle pile oppure delle mensole in oggetto dalle pile stesse al di sotto delle travi. Resta questa una soluzione da adottare in sede di nuova costruzione, qualora non se ne possono assicurare delle altre.

Sempre nei riguardi del sollevamento è fondamentale che gli apparecchi di giunto e di appoggio siano progettati per questa eventualità in modo tale che non solo non vengano deteriorati, ma che facilitino il sollevamento stesso. Consistenti problemi sotto questo aspetto sono stati causati da appoggi realizzati con barre d'acciaio passanti tra le travi ed i pulvini, rudimentale esempio di cerniera fissa.

Altra prerogativa specifica degli appoggi e dei giunti è che siano realizzati in modo che il loro montaggio e smontaggio possa avvenire con semplicità e rapidità di esecuzione; per i giunti il problema si pone soprattutto in relazione al disturbo per l'utente causato dalla sostituzione delle parti destinate alla continuità, che si deteriorano con maggiore frequenza.

Nei riguardi delle scelte strutturali, va detto che, contrariamente ad altre esigenze in precedenza segnalate, l'iperstaticità dell'opera può comportare qualche problema nei riguardi dei lavori di manutenzione.

Ad esempio gli impalcati a trave continua, da un lato hanno il grande vantaggio che, eliminando i giunti e riducendo il numero degli appoggi, richiedono una manutenzione molto più contenuta, ma d'altra parte non si prestano ad essere sollevati facilmente, richiedendo che sia alzato contemporaneamente tutto l'impalcato; può risultare opportuno ridurre, per i viadotti molto lunghi, il numero delle campate solidarizzate.

Nei ponti autostradali notevoli problemi sono stati creati dall'aver progettato gli impalcati delle due carreggiate come una struttura unica: nei casi in cui è indispensabile lavorare in assenza di traffico, alcuni lavori di manutenzione risultano estremamente complessi e molto più onerosi rispetto alla situazione di strutture separate, dove si ricorre alla circolazione a doppio senso su un'unica carreggiata.

## 6. SICUREZZA DELL'UTENTE E DEL PERSONALE ADDETTO

Si parla in questo caso di una sicurezza in senso piu' generale di quella che entra in gioco nel calcolo statico; il ponte, come del resto la strada, e' nel suo esercizio in primo luogo sede dell'utente in transito, secondariamente e' soggetto alle visite del personale addetto ai controlli e ai lavori di manutenzione.

Per queste componenti umane, tra loro anche interagenti, il contributo del progettista alla sicurezza puo' avvenire prendendo in conto degli accorgimenti finalizzati ad evitare incidenti alle persone o al contenimento degli effetti degli stessi.

Nel caso della prevenzione dei danni accidentali gia' trattato, l'interesse era rivolto alla salvaguardia della struttura, in questo ambito ci si riferisce a quella delle persone, anche se ovviamente gli effetti benefici della prima si riflettono direttamente sulla seconda.

Si e' gia' parlato dell'importanza dei franchi in altezza nei sottovia a causa dei numerosi urti di automezzi; sempre nei sottovia col fine di evitare un'altro tipo di incidente frequente, sarebbe opportuno che le luci degli impalcati fossero tali da consentire la presenza di un consistente franco in senso orizzontale tra il margine della viabilita' attraversata e le pile del ponte.

Un problema che riguarda sottovia e cavalcavia, connesso anche con la durabilita', e' il frequentissimo ammaloramento dei coronamenti degli impalcati; il rischio connesso non e' ovviamente di tipo statico, quanto legato alla caduta di porzioni di calcestruzzo sui veicoli sottostanti; anche piccoli pezzi, per un automezzo a velocita' sostenuta, possono trasformarsi in una sorta di proiettili.

Il fenomeno e' ben noto: il coronamento e' particolarmente esposto allo scolo delle acque che penetrano all'interno del calcestruzzo, l'armatura ossidandosi rigonfia generando il distacco del copriferro.

Anche per i coronamenti percio' devono essere previsti opportuni copriferri come per le altre parti di impalcato, e in particolare calcestruzzi di elevata resistenza, perche' assicurando questa, anche se non necessaria, si garantisce una buona durabilita'; l'uso di elementi prefabbricati puo' offrire buone garanzie.

Per quanto riguarda la sicurezza dell'utente il provvedimento piu' importante e' comunque l'adozione sul ponte della barriera di tipo rigido in grado di evitare l'uscita di strada anche agli automezzi di dimensioni maggiori. L'evoluzione di queste barriere e' stata notevole negli ultimi anni ed esiste un apposito catalogo [2] che indica le varie tipologie da adottare nelle diverse situazioni.

E' stata iniziata, nel campo autostradale una campagna di sostituzione sui ponti delle barriere flessibili con quelle di tipo New Jersey. Questo pero' non e' sempre possibile perche' talvolta lo sbalzo della soletta o la trave di bordo non sono in grado di sopportare il nuovo peso; se non si vuole rinunciare si e' costretti ad aumentare lo spessore e/o l'armatura dello sbalzo, oppure a complesse opere di rinforzo della trave.

Tutti i nuovi ponti autostradali, anche per luci modeste, sono dimensionati e provvisti di barriera rigida ed e' questo l'indirizzo che si prospetta (v. foto 8).

Nei riguardi della salvaguardia del personale di sorveglianza, devono essere previsti, in corrispondenza di tutti i punti di accesso alle strutture, tutti quegli accorgimenti per effettuare le operazioni di discesa e salita in piena sicurezza: mancorrenti e gabbie anticaduta nelle scalette, parapetti su passerelle e balaustre, chiusini per le botole sugli impalcati e per gli accessi all'interno delle pile, etc.



Foto 8 - Ponte provvisto di barriera rigida

## 7. ASPETTI ECONOMICI

Le diverse indicazioni per il progettista che sono state illustrate, hanno, ed e' gia' stato parzialmente segnalato, degli stretti risvolti di carattere economico.

L'obiettivo da raggiungere e' che per il progetto di ogni opera d'arte si effettui una analisi economica, in cui il costo iniziale di realizzazione non sia l'unica variabile da prendere in conto.

Generalmente si e' seguito il principio che la soluzione da perseguire fosse quella che rendesse minimo tale valore, compatibilmente con le esigenze di sicurezza strutturale e di funzionalita' da soddisfare.

Il costo da minimizzare dovrebbe essere invece una funzione di tutte le variabili economiche che entrano in gioco nella vita utile di un ponte: le spese di primo impianto, le spese di manutenzione da prevedersi, comprensive del costo della sorveglianza, gli oneri aggiuntivi per l'utente nel caso in cui si abbassi il livello di servizio prestato dall'opera.

L'inserimento di quest'ultima voce e' molto importante, e, se vogliamo, ha un carattere di novita': si ritiene infatti che il bilancio economico relativo alla struttura debba essere fatto considerando i costi/benefici non del singolo ente gestore, ma dell'intera collettivita'. L'analisi economica comunque non e' di semplice effettuazione in quanto la prima incognita e' la durata di vita del ponte: questa e' di incerta determinazione ed in stretta connessione con il livello di manutenzione a cui esso e' sottoposto; dipende poi da altre variabili non economiche ma di tipo probabilistico.

L'individuazione della vita utile, insieme a quella dei parametri che permettono di tradurre in una semplice formula l'analisi costi-benefici delle migliorie in sede di progettazione, e' attualmente oggetto di studio da parte degli autori e di altri ricercatori. Si vogliono d'altra parte fornire alcune indicazioni di massima sugli elementi da prendere in conto nello studio economico per quanto concerne l'influenza che hanno su di esso le scelte progettuali.

La prima considerazione da fare e' che una progettazione oculata, che tenga conto delle problematiche dell'esercizio, richiedera' minori interventi, quindi un risparmio in manutenzione, e minori disturbi per l'utente, ottenendo percio' un duplice beneficio economico. Occorre d'altra parte tener presente che intervenire solo in caso di grave necessita' comporta di solito la chiusura al traffico, con una impennata nel valore dei costi a carico dell'ente.

In fase di costruzione si dovra' spendere di piu', ma in primo luogo questo non e' sempre vero, secondariamente i costi aggiuntivi sono, rispetto al costo di costruzione, contenuti; se poi si confrontano con le possibili riduzioni dei costi in esercizio, i maggiori oneri vengono largamente compensati.

L'adozione di numerosi semplici accorgimenti si puo' dire che non comporti nella realizzazione aggravii quantitativamente significativi; si pensi ad esempio alla corretta previsione dei copriferrì, degli interassi dei ferrì stessi, dei gocciolatoi sugli sbalzi, della pendenza trasversale delle solette, alla sistemazione dei trasversi di testata (portanza e distanza dai pulvini), etc.

La previsione di un buon calcestruzzo, fondamentale per la durabilita', puo' richiedere dei costi superiori in relazione alla scelta dei materiali, al conferimento di una resistenza piu' elevata all'uso di idonei additivi, a prescrizioni di stagionatura; tali fattori possono pesare non piu' del 20+30% rispetto al costo di un calcestruzzo tradizionale. D'altra parte, poiche' l'incidenza della voce calcestruzzo per le opere in elevazione, rispetto al totale delle lavorazioni, si aggira intorno al 10+20%, si vede come la variazione di costo totale sia dell'ordine di qualche milia' per cento.

Si e' detto che la scelta di una struttura meno "snella" comporta, sotto molteplici aspetti, dei vantaggi; e' stato valutato [3] a questo proposito, che un sovradimensionamento di talune parti delle strutture, in grado di per se' di garantire notevoli vantaggi sulla durabilita', influisca solo per il 3+5% sul costo di costruzione.

Ma l'opportunita' di queste scelte si puo' valutare pienamente, analizzando le spese di manutenzione che hanno richiesto ponti i cui progetti, sulla base dell'esperienza, oggi sarebbero stati eseguiti in maniera diversa.

In primo luogo occorre dire che eseguire lavori sulle opere, assicurando nel contempo il deflusso del traffico, porta alle Imprese dei notevoli aggravii rispetto al caso di ponte libero (per l'uso di materiali speciali, per l'organizzazione del cantiere, per la guardiaia, per gli inevitabili allungamenti dei tempi) che fanno aumentare i costi di intervento fino anche del 70%.

Se si osservano i costi di riparazione dopo 20+25 anni dalla costruzione di alcuni viadotti, si nota come le spese complessive sostenute in questa fase siano del tutto confrontabili con quelle originarie di costruzione attualizzate; tali valori divengono poi largamente superiori se si sono eseguite opere di adeguamento sismico o funzionale.

Si riporta come esempio il caso di un viadotto con impalcato in c.a.p. a cavi scorrevoli semplicemente appoggiato, in cui l'infelice scelta tipologica, legata anche ad altre carenze progettuali ed esecutive, ha costretto a due interventi di manutenzione straordinaria, uno dopo solo 14 anni e l'altro dopo 31 anni dalla

costruzione. In fig. 7 sono state riportate le spese di costruzione e manutenzione attualizzate al '90, tracciando un'ipotetica linea del valore economico del ponte; questa assume che in sede di riparazione siano ripristinate le caratteristiche funzionali iniziali e tiene conto dell'eventuale adeguamento strutturale. La pendenza della linea (depurata degli aggravi dovuti ai lavori in presenza di traffico) puo' dare un'idea approssimata della perdita di affidabilita' nel tempo.

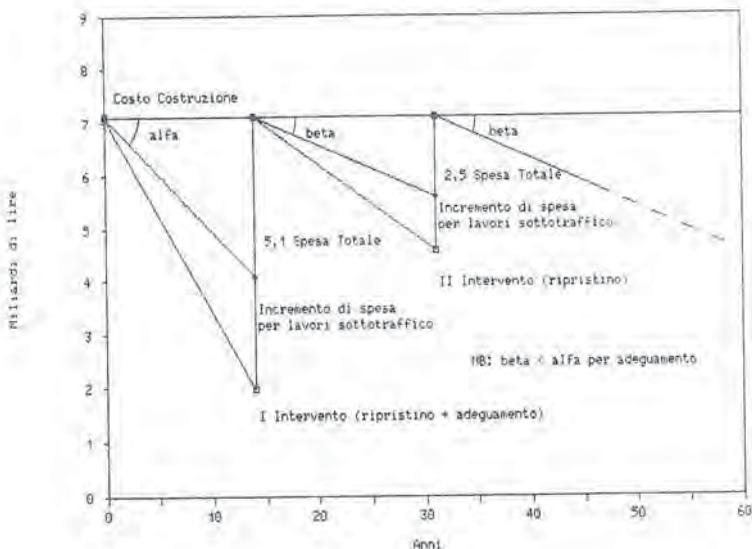


Fig. 7 - Valore economico nel tempo del viadotto Goccioloni II (A1)

Per quanto riguarda poi le spese di sorveglianza va innanzitutto precisato che la loro entita' e' molto limitata in raffronto alle spese complessive di manutenzione; un servizio ottimale in sintonia con le indicazioni ministeriali puo' raggiungere il 10% dei costi annui medi di manutenzione.

E' indubbio che, prevedendo in progettazione gli accessi alle parti da controllare, si possa abbassare tale incidenza; si pensi, ad esempio, alla riduzione di utilizzo di by-bridge, il cui costo giornaliero per la sola macchina e' di circa 2 milioni.

Ma il vantaggio economico della sorveglianza consiste nella possibilita' di individuare i difetti al loro insorgere e di poter quindi prevedere la riparazione prima che i danni raggiungano uno stadio avanzato, con costi di ripristino molto elevati. Resta sull'argomento una difficoltà a quantificare tali vantaggi, pur essendo indubbia la loro presenza.

Resta infine da dare qualche cenno sui costi a carico dell'utenza in coincidenza dei lavori di manutenzione a causa di restringimenti o deviazioni: il problema e' gia' stato studiato [4] ed i risultati hanno mostrato che si possono raggiungere valori assai rilevanti, andando a prendere in conto i costi aggiuntivi dei consumi di carburante, del tempo di percorrenza e del disagio monetizzati.

Lo studio citato, applicato ad un viadotto con struttura ad arco portante pile di elevata snellezza, deterioratesi in maniera molto grave, ha dimostrato che la scelta del gestore (Autostrade) di effettuare i lavori di ripristino senza disturbare l'utente, a fronte di una spesa aggiuntiva dei lavori di 3,5 miliardi, comportava un risparmio per l'utente di 9,5 miliardi durante i 4 anni previsti per l'intervento.

Ogni accorgimento progettuale che pertanto sia in grado di agevolare o ridurre gli interventi di manutenzione puo' comportare dei risparmi inimmaginabili per la collettività; a titolo di esempio si

riporta in fig. 8 l'andamento dei costi aggiuntivi giornalieri per l'utente in caso di riduzione di carreggiata autostradale, in funzione del traffico e della percentuale di veicoli pesanti, a parità di distribuzione del traffico nelle 24 ore, di caratteristiche geometriche della piattaforma stradale, di lunghezza del restringimento.

Si nota come le curve subiscano una brusca variazione non appena il traffico è tale da creare le condizioni per la formazione di code.

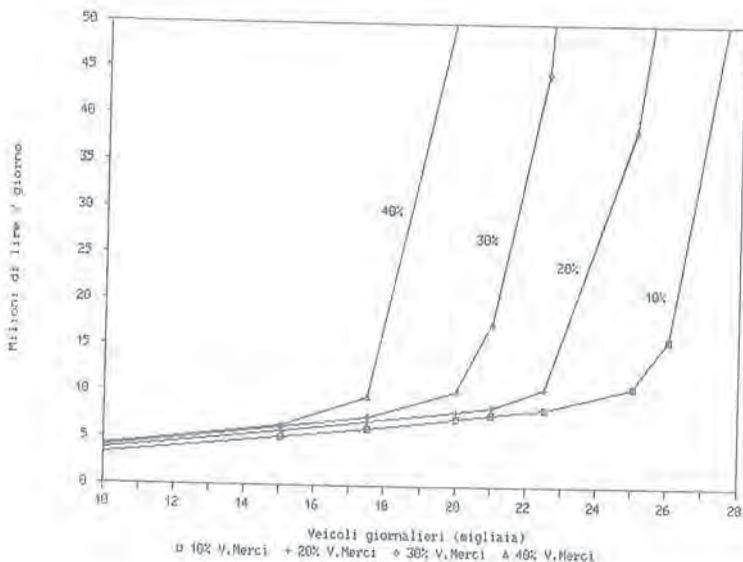


Fig. 8 - Costi a carico dell'utente per restringimento di carreggiata

## BIBLIOGRAFIA

- [1] MINISTERO DEI LL.PP.: Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali, C.M. n. 6736-61-A1 del 19/7/67
- [2] MINISTERO DEI LL.PP.: Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - V Sezione - Commissione di studio per le barriere di sicurezza stradali : Catalogo generale delle barriere di sicurezza, 1988
- [3] G. CAMOMILLA : La sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali, *Autostrade* n. 10/82
- [4] C. BENEDETTO, L. MALISARDI, G. NEBBIA : Manutenzione e traffico: valutazione analitica delle interferenze, *Autostrade* n. 10/87
- [5] G. CAMOMILLA, E. BOCCATO : La manutenzione programmata, *Autostrade* n. 12/83
- [6] L. MALISARDI, P. MARRO : Ponti autostradali in c.a.p. Venticinque anni di osservazione, Memoria presentata alle Giornate AICAP 1985
- [7] G. CAMOMILLA : Trent'anni di evoluzione nelle costruzioni autostradali, *Autostrade* n. 4/86
- [8] L. MALISARDI, G. NEBBIA : Sorveglianza, durabilità e manutenzione delle opere d'arte della rete autostradale, *Autostrade* n. 2 e 3/87
- [9] M. MACORI, G. SCARAMUZZI, V. ALUNNO ROSSETTI, M. MELE, G. FONTANIERI : Durabilità delle opere d'arte stradali, Supplemento al n. 1256 di *Le Strade*, 1989

NUOVI COMPOSITI LEGGERI AD ALTA DURABILITA' PER IL RIPRISTINO  
DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

Giovanni MANTEGAZZA - Anna Maria PENNA - Alessio SERENI  
RUREDIL S.A.p.A. - San Donato Milanese



## NUOVI COMPOSITI LEGGERI AD ALTA DURABILITA' PER IL RIPRISTINO DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

Giovanni MANTEGAZZA \* Anna Maria PENNA\*\* Alessio SERENI\*\*\*

- \* Direttore Tecnico - Ruredil SApA -San Donato Milanese
- \*\* Responsabile Dipartimento Tecnologico -Ruredil SApA -San Donato Milanese
- \*\*\*Responsabile Laboratorio Tecnologico - Ruredil SApA -San Donato Milanese

### SOMMARIO

Nella ricerca sono riportati i risultati di uno studio di laboratorio teso a sviluppare nuovi compositi cementizi leggeri con fibre di carbonio. Questi compositi contengono una speciale miscela di additivi per abbassare il rapporto A/C, incrementare la lavorabilità ed evitare la segregazione. Gli autori riportano le caratteristiche allo stato fresco e indurito dei nuovi compositi, mostrando come sia possibile sviluppare dei nuovi materiali per il ripristino, con resistenze meccaniche superiori a 50 Mpa, densità nell'ordine di 1600 Kg/m<sup>3</sup> e dotati di alta durabilità.

### SUMMARY

The results of a laboratory research in the field of the new lightweight carbon fibers composites are presented. In these composites the goal is reached with a new special admixture in order to reduce the W/C ratio, to increase the workability and avoid segregation phenomena. The authors show the characteristics of fresh and hardened concrete.

It is possible to develop new repairing, durable materials with mechanical strength of 50 MPa or more and density about 1600 Kg/m<sup>3</sup> c.a.

### 1. PREMESSA

Il degrado del calcestruzzo è principalmente dovuto alla penetrazione degli agenti aggressivi presenti nell'ambiente: acqua, solfati, cloruri, anidride carbonica possono infatti causare gravi deterioramenti alle strutture in c.a. e c.a.p.. I materiali impiegati negli interventi di manutenzione devono quindi essere caratterizzati da elevata durabilità e appropriate resistenze meccaniche per evitare che l'intervento di ripristino si trasformi in un ulteriore aggravamento del degrado, qualora si impieghino materiali non idonei.

Oltre alle proprietà generali sopra esposte (durabilità e resistenze meccaniche) i materiali da ripristino dovrebbero essere tali da ridurre il peso proprio dell'intervento, impiegando aggregati leggeri prodotti industrialmente. [1]

In questo lavoro vengono presentati i risultati sperimentali di una ricerca centrata sullo studio delle proprietà di compositi cementizi leggeri adatti al ripristino strutturale del calcestruzzo. [2-3]

Partendo da un composito tradizionale da ripristino (cemento, inerti tradizionali, additivi superfluidificanti, agenti espansivi) sono state apportate le seguenti modifiche, mantenendo inalterato il rapporto a/c (0,38), per garantire delle resistenze minime superiori a 50 MPa a 28 gg.:

- sostituzione dell'inerte tradizionale con l'inerte leggero per diminuire la densità dell'impasto fino a 1.600 Kg/m<sup>3</sup>
- introduzione della silice fume(SF) in sostituzione del cemento per aumentare la resistenza del composito agli attacchi dei solfati, dei cloruri, all'anidride carbonica ecc.
- introduzione di fibre di polipropilene per contenere le crepe da ritiro e aumentare la duttilità

- introduzione di fibre di carbonio e confronto prestazionale con il composito a base di fibre di polipropilene

Sono stati sviluppati compositi con SF ed inerti leggeri, variando il dosaggio di superfluidificante per mantenere invariato il rapporto A/C e la lavorabilità.

E' stato inoltre utilizzato un additivo ad alto potere coesivo, per contrastare i fenomeni di concentrazione differenziale del composito, dovuto alla separazione degli aggregati dalla pasta cementizia.

Con i risultati preliminari di questo studio è stato possibile sviluppare compositi leggeri strutturali per il ripristino delle opere in c.a. e c.a.p..

## 2. PARTE SPERIMENTALE

### 2.1 Materiali

I materiali usati sono:

- cemento PII 525 (C) (Tab.1)
- aggregati leggeri (argilla fine, argilla 2-3, )
- aggregati normali (alluvionali 0,5 - 3 mm)
- silica fume (SF) (Tab.1), impiegata in sostituzione del cemento (0-5-10-15-20-25-30)
- tre additivi: un superfluidificante a base di polinaftalensolfonato e polimelamina solfonata (Fl. 40). Un additivo ad alta coesione studiato per prevenire la segregazione e mantenere a lungo la lavorabilità ed infine un additivo areante per abbassare la densità dell'impasto.

### 2.2 Studio delle miscele

La miscela di riferimento con inerti normali è stata preparata in accordo con le norme italiane per il cemento, mentre le miscele con inerte leggero sono state così confezionate:

- gli aggregati leggeri e la relativa acqua assorbita sono messi in un miscelatore da 0.945 litri
- miscelatore a bassa velocità per 30 secondi e attendere 2 minuti
- aggiungere il cemento, il filler e l'acqua ed operare come specificato dalla norma italiana
- aggiungere gli additivi e miscelare per un altro minuto ad alta velocità.

Le misure (tre provini per tipologia) riguardano le seguenti proprietà.

- resistenze meccaniche (compressione - flessione - curve carico deformazione)
- lavorabilità e perdita di lavorabilità

## 3. RISULTATI

### 3.1 Misure di lavorabilità e perdita di lavorabilità

La determinazione della lavorabilità è stata eseguita usando la flow-table (UNI 7044). In Fig. 1 viene riportato l'andamento della lavorabilità per i diversi tipi di impasto in funzione del dosaggio di superfluidificante.

La curva mostra come sia possibile variare la lavorabilità degli impasti da consistenza zero (terra umida) a consistenza 150 (fluida) risolvendo in questo modo, le diverse esigenze applicative.

Per tutte le malte il rapporto A/C si è mantenuto uguale a 0,38.

In Fig. 2 è riportato l'andamento della lavorabilità in funzione del tempo impiegando uno speciale additivo appositamente studiato per mantenere a lungo la lavorabilità.

In Fig. 3 è invece riportata l'influenza del dosaggio di silica fume nella lavorabilità per malte confezionate aggiungendo, alla malta di riferimento (Ex/L4), quantità crescente di silica fume (5,10,15,20) in sostituzione in peso del cemento, senza modificare gli altri componenti della malta.

### 3.2 Proprietà meccaniche

Dopo il periodo di maturazione secondo la normativa italiana per i cementi, sono state misurate le resistenze meccaniche a compressione e flessione delle seguenti malte:

NOME DELLA MALTA	
Ex LR, Ex L1-5	Confronto malta tradizionale e malta contenente inerti leggeri (Fig.4)- res. a compressione
Ex L4/S1-4	Confronto tra malte ExL4 e malte con dosaggi crescenti di silica fume (Fig.5)
Ex FP1-4	Serie di malte leggere a cui sono state aggiunte quantità crescenti (0.12-0.25-0.38-0.5 % peso di fibre di polipropilene) (Fig. 6-7 resistenze a compressione e flessione)
Ex FC1-4	Serie di malte leggere a cui sono state aggiunte quantità crescenti di fibre di carbonio (lunghezza 1,5 cm, dosaggio 0.5,1,1.5, 2% % peso) (fig. 8-9) resistenze a compressione e flessione.

Sia la serie ExFP1-4 e ExFC1-4 sono state confezionate a pari A/C (=0.38) e pari lavorabilità (flow=100mm) variando il contenuto di superfluidificante.

Sono state inoltre eseguite prove di sforzo /deformazione sui privini Ex FP3 e Ex FC3 (Fig.10-11-12)

## 4 DISCUSSIONE

### 4.1 Gli additivi

Il problema più importante legato all'impiego di inerti leggeri è quello di ridurre la densità della pasta cementizia per evitare i fenomeni di segregazione e di bleeding.

Per questo motivo è stato impiegato un additivo con proprietà areanti in grado cioè di trattenere nella pasta cementizia le bolle d'aria generate dai processi di miscelazione delle malte stesse riducendo la densità dell'impasto. [4-5-6]

Tutti gli impasti con inerte leggero di questo studio hanno una densità compresa tra 1.600 e 1.700 kg/mc.

E' stato inoltre impiegato un additivo superfluidificante misto (polinasfaltenosolfonato e polimelaminasolfonato) per ridurre il rapporto A/C e mantenere la lavorabilità degli impasti alle consistenze volute.

Tuttavia l'impiego di un superfluidificante diminuisce il contenuto di aria riducendo conseguentemente la viscosità della pasta.

Per evitare questo decremento della viscosità è stata introdotta, nel mix degli additivi, una sostanza chimica con l'effetto di aumentare la coesione dell'impasto, attraverso l'alterazione delle forze interparticellari della fase acqua /cemento. [7-8]

Le bolle d'aria vengono assorbite da questo additivo rimanendo, quindi nell'impasto per ridurre la densità.

Riassumendo, le sostanze usate sono:

- additivo superfluidificante conforme allo ASTM C 494-86 tipo F- UNI 8145 ED. 1980 costituito da una miscela di polinaftalensolfonato e polimelamminasolfonata.
- miscela di polimeri organici di sintesi e naturali solubili in acqua (ossido di polietilene, amidi ecc.) per diminuire la densità degli impasti.
- agente coesivo organico solubile in acqua (copolimeri stirenici, polielettroliti) che viene assorbito sulle particelle di cemento e aumenta la viscosità attraverso la promozione dell'attrazione interparticellare.

#### 4.2 Lavorabilità degli impasti

In Fig. 1 è riportato l'andamento della lavorabilità (flow test) in funzione del dosaggio di additivo SA (superfluidificante + additivo aereante) in grado di modulare la lavorabilità da consistenza terra umida (flow=0) a plastica/tixotropica (flow=40-100 mm), e semifluida e fluida (maggiore di 140 mm).

Questa proprietà è molto importante in quanto consente a pari rapporto A/C, di confezionare:

- malte autolivellanti per applicazioni in orizzontale
- malte tixotropiche (consistenza plastica) per applicazioni in verticale.

In Fig. 2 viene mostrato l'andamento della perdita di lavorabilità nel tempo.

Come si può vedere la sostituzione dell'inerte normale con l'inerte leggero fa diminuire la lavorabilità nel tempo (confronto malte ExL4 con malte di riferimento).

Questo comportamento è imputabile all'assorbimento di acqua da parte del sistema poroso dell'inerte leggero.

E' stato quindi aumentato il dosaggio del superfluidificante e contemporaneamente è stato introdotto un additivo che ha consentito di mantenere la lavorabilità oltre i 60' (vedi curve ExL4A).

Per aumentare la durabilità e incrementare le resistenze meccaniche sono state aggiunte quantità crescenti di silice fume in sostituzione del cemento.<sup>[9]</sup>

In Fig.3 è mostrato l'andamento della lavorabilità in funzione del dosaggio di silice fume.

Interessante notare che l'aggiunta di silice fume in sostituzione della cemento comporta un incremento della lavorabilità senza modificare il mix di additivi a pari rapporto A/C (0,38).

Il fenomeno può essere spiegato pensando che la silice fume, essendo molto più fine del cemento (circa 100 volte meno), facilita lo scorrimento delle particelle di pasta cementizia che si sta idratando.

#### 4.3 Proprietà meccaniche

L'obiettivo principale di questo studio è quello di definire una malta per il ripristino strutturale con densità compresa tra 1600 e 1700 kg/m<sup>3</sup> e con resistenze meccaniche superiori a 50 MPa.

In Fig. 4 è riportato, per le 4 stagionature canoniche, l'andamento della compressione in funzione del dosaggio di superfluidificante a pari rapporto A/C ma a differente consistenza.

Le basse resistenze a compressione delle malte ExL<sub>1</sub> e ExL<sub>2</sub>, confrontate con la malta di riferimento ExR con inerti normali, è dovuta alla disomogeneità dell'impasto, in quanto non è ottimale il dosaggio di additivo superfluidificante (come si può riscontrare macroscopicamente dai valori di lavorabilità della Fig. 1).

Passando alla serie ExL<sub>3</sub>, ExL<sub>4</sub>, ExL<sub>5</sub> si assiste ad un netto miglioramento delle resistenze a compressione che però, non raggiungendo i valori delle malte di riferimento (ExR), superano, come nel caso di ExL<sub>4</sub>, i 50 MPa a 28 gg.

Questo valore possiamo considerarlo sufficiente per interventi di ripristino strutturale tenendo conto che solitamente il calcestruzzo ammalorato presenta resistenze a compressione più basse.

L'introduzione della silice fume in sostituzione del cemento consente di raggiungere le medesime prestazioni meccaniche della malta di riferimento (si confrontino i valori di ExL<sub>4</sub> e ExL<sub>4</sub>S<sub>4</sub> della Fig.5). Tuttavia per ragioni legate alla lavorabilità degli impasti si è preferito continuare la sperimentazione impiegando un malta di tipo ExL<sub>4</sub>/S<sub>3</sub> che presenta rispetto al riferimento resistenze compressive leggermente inferiori alle brevi stagionature.

#### 4.4 Proprietà dei compositi fibrosi

L'ultima parte di questo primo lavoro, consiste nello studio delle proprietà meccaniche di compositi leggeri ai quali sono stati aggiunti, separatamente, quantità crescenti di fibre di polipropilene e di carbonio. [10]

Per quanto riguarda la resistenza a compressione non vi è stato un incremento (rispetto al riferimento Ex L<sub>4</sub>/S<sub>3</sub>) per entrambe le fibre (fig.6 e 8).

Osservando le resistenze a flessione dei provini confezionati con fibre di polipropilene si nota un incremento del carico max rispetto al bianco ma non rispetto all'incremento del dosaggio di fibre, ad eccezione per il provino ExFP 4. Nel caso invece delle fibre di carbonio si osserva un incremento del carico max di flessione sia rispetto al bianco che rispetto ai diversi dosaggi di fibre.

Tuttavia il confronto più significativo riguarda l'indice di tenacità. Allo scopo sono stati preparati provini di dimensione 4x4x16 mm tagliati in mezzaria e maturati in acqua, contenenti separatamente, fibre di polipropilene dosate allo 0.38% in peso e fibre di carbonio al 1,5% in peso. (tab.2).

Tipo di fibre	Lunghezza fibre cm	Diametro equivalente ø (mm)	Modulo Elastico (10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
Carbonio	1,5	0,53	235
Polipropilene	0,6	0,02	6,7

TAB.2

In fig. 10 e 11 sono riportati separatamente gli andamenti della curva carico deformazione per i provini confezionati rispettivamente con fibre di polipropilene e fibre di carbonio. Dalla fig.12 si evidenzia chiaramente l'aumento del carico massimo alla flessione, l'incremento del valore della deformazione ultima e la maggiore duttilità del composito, a base di fibre di carbonio.

L'indice di tenacità riportato in tabella 3 è stato misurato seguendo la norma ASTM C1018-89 modificata.

	EX FP <sub>3</sub>	ExFC <sub>3</sub>	BIANCO
Carico max (N)	1640	2030	1640
Carico 1° fessurazione (N)	1640	1688	1640
I 10 (indice di tenacità)	4,5	8	1

TAB.3

Il composito leggero con fibre di carbonio è un materiale innovativo di sicuro interesse.

L'alta tenacità raggiunta (doppia rispetto ai provini confezionati con fibre di polipropilene) consente l'impiego nel ripristino strutturale.

Inoltre vengono esclusi i fenomeni di corrosione tipico delle fibre di acciaio che nel caso del composito con inerti leggeri, si corroderebbero più facilmente data l'alta permeabilità alla CO<sub>2</sub> e all'umidità. L'abbassamento della densità fino a 1600kg/mc della malta fresca, consente di ridurre il peso proprio dell'intervento di restauro con notevole beneficio per l'intera struttura.

Sono in corso studi atti ad ottimizzare per compositi leggeri con fibre di carbonio, lo spessore del copriferro, la duttilità, il peso proprio del materiale e la durabilità dell'intervento.

## 5 CONCLUSIONI

L'uso di inerti leggeri per la formulazione di composti cementizi per il ripristino implica l'uso di un mix di attitivi (superfluidificanti, aereanti e coesivi) per evitare problemi di segregazione e bleeding.

L'introduzione poi della silice fumè consente di incrementare la durabilità del composto che può quindi essere applicato con successo negli interventi in ambiente aggressivo (solfati, cloruri ecc.).

Da ultimo volendo migliorare la tenacità del composto, per renderlo idoneo agli interventi di ripristino strutturali, sono state impiegate fibre di carbonio.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CEMBUREAU: "Lightweight Aggregate Concrete - Technology and World Application", 1974.
- [2] MALHOTRA, V.M.: "CANMET Investigations in the Development of High-Strength Concrete", Proceedings, Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger (Norway), June 1987, pp.15-26
- [3] SEABROOK, P.I. and WILSON H.S. "High strength Lightweight Concrete for Use in Off-shore Structures: Utilisation of Fly Ash and Silica Fume", The International Journal of cement Composites and Lightweight Concrete, Vol 10, NO.3, AUGUST 1988, pp. 183-192.
- [4] MIELENZ, R.C. "Use of Surface Active Agents in Concrete", Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, Part IV, paper 1, 1969.
- [5] BRUERE, G.M. "Fundamental Action of Air Entraining Agents", Proceedings, RILEM International Symposium on Admixtures, Brussels, Part III, Paper 5, 1967.
- [6] MIELENZ, R.C. and SPROUSE, S.H. "Superplasticizer in Concrete", ACI Publication SP 62, 1979
- [7] KAWAI, T. and OKADA, T. "An Experiment on Segregation of Superplasticized High Strength Light-Weight Aggregate Concrete", Proceedings, JCI, Tokyo, Vol.9 No.1, 1987, pp.235-240
- [8] NAGATAKI, S., UJIKE, I., KAWASAKI, S. and KAMATA T. "Flowing Characteristics of Highly Superplasticized Concrete and Its Estimations", Proceedings, JSCE Symposium on Physical Properties of fresh Concrete and Its applications in Construction SP-62, 1989, pp.37-66.
- [9] MANTEGAZZA G.: "Impiego della silice fumè e degli iperfluidificanti nel confezionamento di calcestruzzi durabili ad alta resistenza". Atti congresso CTE 1986 Sulle tecnologie industrializzate nelle costruzioni. Ravenna 1986
- [10] DI TOMMASO A., MANTEGAZZA G.: "Compositi Cementizi a base di fibre di Carbonio con basso deterioramento chemo-meccanico per l'affidabilità dei ripristini strutturali. Giornate AICAP 1989 Napoli, Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p.

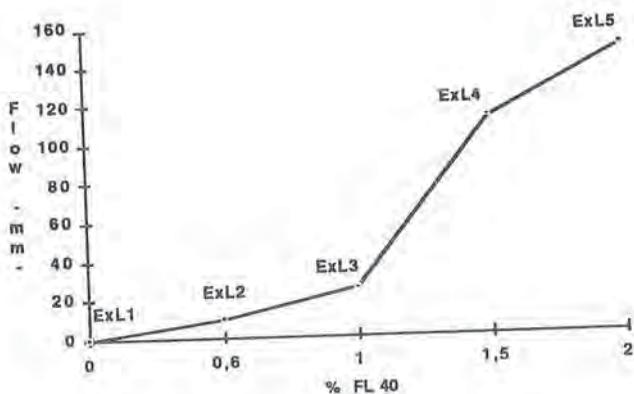


Fig. 1 - Flow test Influenza del dosaggio di additivo superfluidificante su malte confezionate con inerte leggero

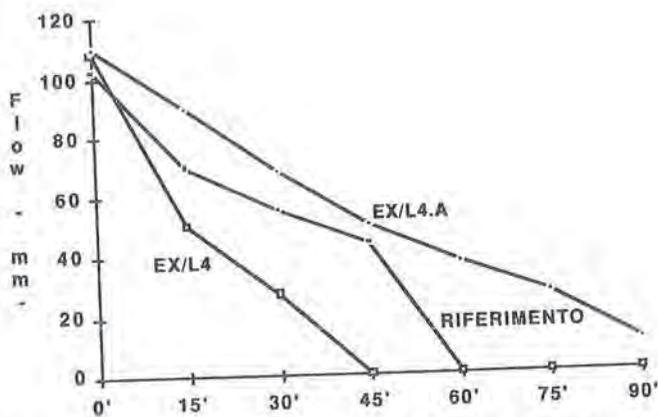


Fig. 2 - Perdita di lavorabilità. Confronto tra malte con inerti leggeri e normale.

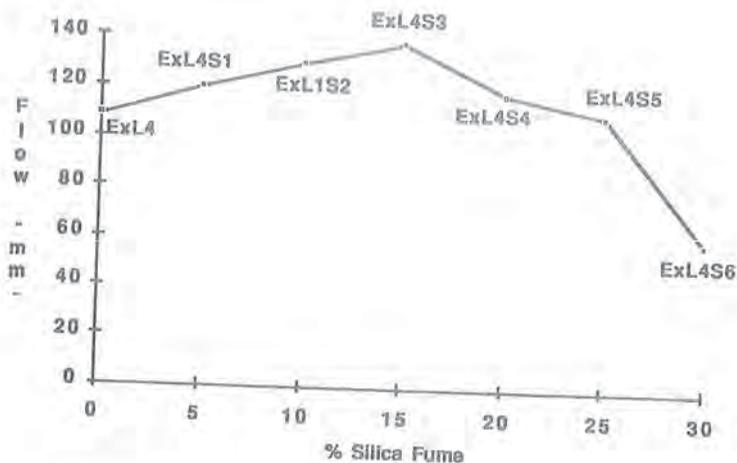


Fig. 3 - Lavorabilità al tempo zero di malte leggere, in funzione del dosaggio di silica fume.

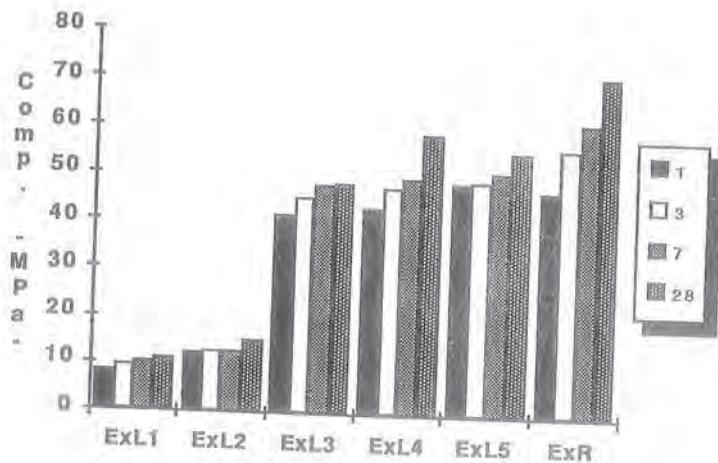


Fig. 4 - Resistenze a compressione in funzione del dosaggio di superfluidificante.

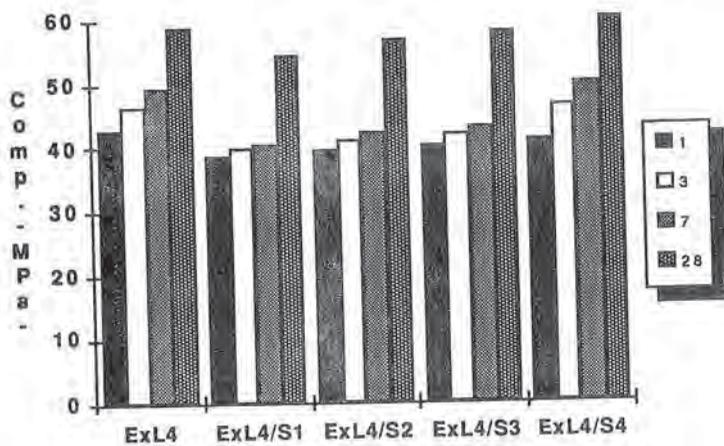


Fig.5 - Resistenze a compressione in funzione del dosaggio di silica fume

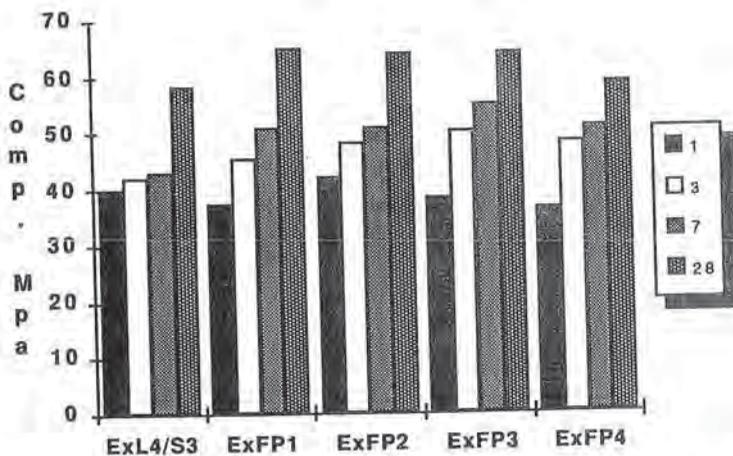


Fig. 6- Resistenze a compressione in funzione del dosaggio di fibre di polipropilene

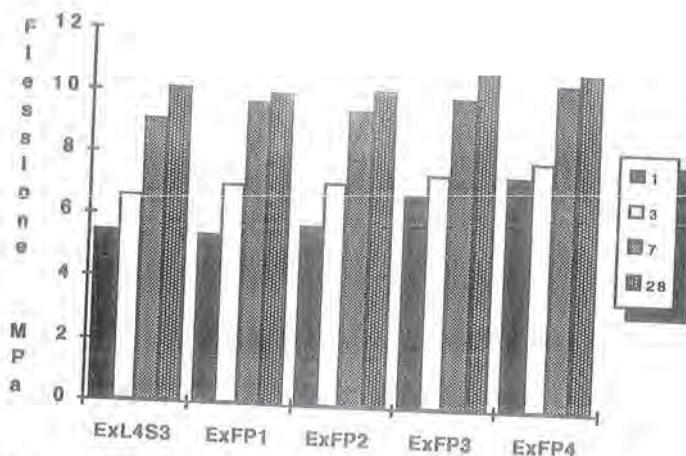


Fig.7 - Resistenze a flessione in funzione del dosaggio di fibre di polipropilene

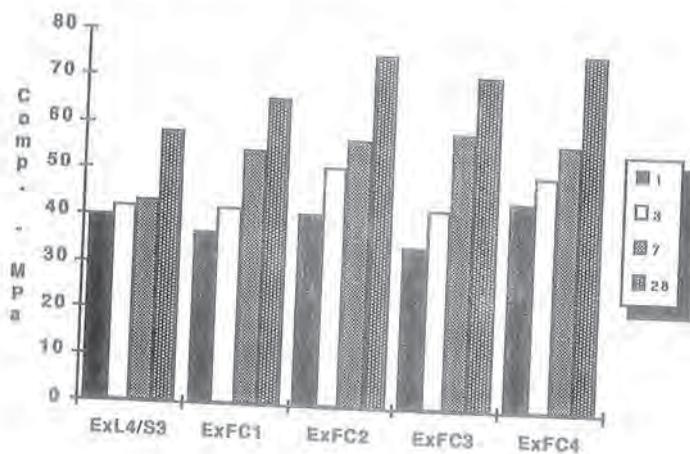


Fig.8 - Resistenze a compressione in funzione del dosaggio di fibre di carbonio

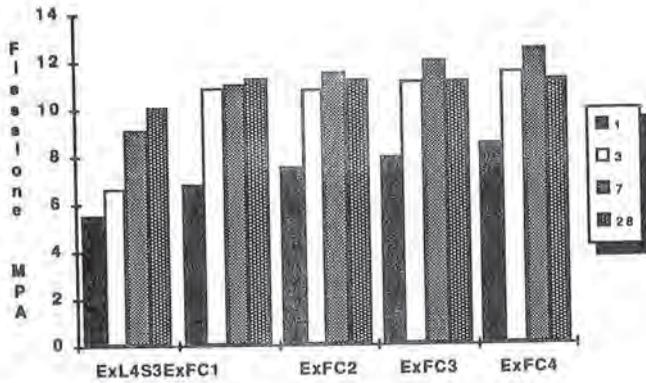


Fig. 9 - Resistenze a flessione in funzione del dosaggio di fibre di carbonio.

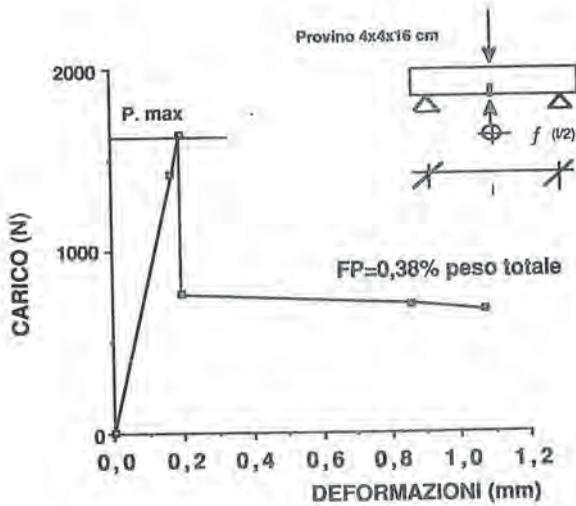


Fig. 10- Malta leggera con fibre di polipropilene

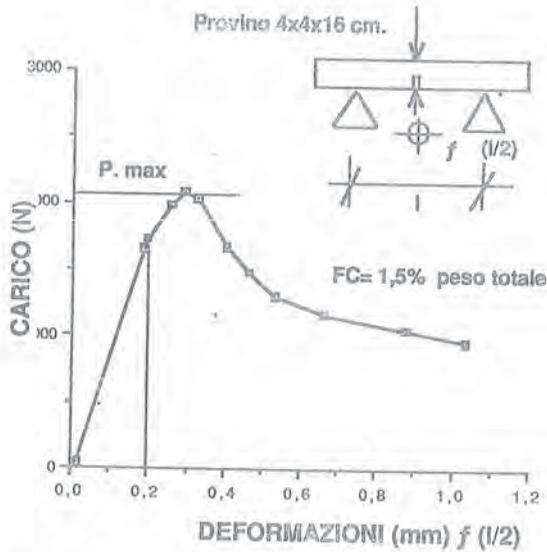


Fig. 11- Malta leggera con fibre di carbonio

	CEMENTO- P4	SILICA FUME
PHISICAL TEST		
Specific gravity, g/cc	3,08	2,21
Fineness-Blaine, cm <sup>2</sup> /g	5000	250000
Setting time, min.		
Initial	200	
Final	250	
Compressive strength of 40 mm cubes, MPa		
3- day	34,5	
7-day	46,5	
28-day	58,0	
90-day	63,5	
Chemical Analysis		
Loss on ignition	3,06	1,5
Silicon dioxide	20,07	92,5
Ferric dioxide	2,12	0,65
Aluminium oxide	4,42	0,75
Calcium oxide	61,5	0,32
Magnesium oxide	3,2	0,85
Sulfur oxide	2,91	-
Manganese oxide	0,05	-
Sodium oxide	0,3	0,55
Potassium oxide	0,75	0,35

Tabella 1 - Proprietà chimico fisiche del cemento e della silica fume.

COMPATIBILITA' E DURABILITA' DI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI  
CON POLIMERI E FIBRORINFORZATI PER IL RIPRISTINO DI STRUTTURE  
IN C.A.

Giovanni MANTEGAZZA - Anna Maria PENNA  
Centro Ricerche RUREDIL S.p.A.

Sergio TATTONI  
Dipartimento Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano



COMPATIBILITA' E DURABILITA' DI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI CON POLIMERI  
E FIBRORINFORZATI PER IL RIPRISTINO DI STRUTTURE IN C.A.

Giovanni MANTEGAZZA  
Dottore in Chimica  
Centro Ricerche RUREDIL spa  
S. DONATO MILANESE

Ana Maria PENNA  
Ingegnere Civile  
Centro Ricerche RUREDIL spa  
S. DONATO MILANESE

Sergio TATTONI  
Professore Associato  
Dip.to Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano  
MILANO.

SOMMARIO

La ricerca sperimentale riguarda la durabilità del legame di adesione fra malte da ripristino strutturale e supporto in calcestruzzo, nonché sulla validità della malta stessa come rivestimento protettivo. Sono state oggetto di sperimentazione due malte bicomponenti, modificate con polimeri sintetici e additivate con fibre di polipropilene e Silica Fume.

Si è indagato sulla penetrazione degli ioni  $Cl^-$  ed  $SO_4^{--}$ , e sulla variazione dell'aderenza della malta al supporto.

SUMMARY

The experimental research deals with the durability of bond between mortars for structural repair and concrete; the reliability of mortars as protective coating as been also investigated. Several tests have been performed on two-components mortars, modified by synthetic polymers and by addition of polypropilene fibers and Silica Fume.

The most significant results regard the penetration of  $Cl^-$  ed  $SO_4^{--}$  ions and the variation of bond strength between mortar and concrete.

## 1. PREMESSA

Il lavoro presentato si inquadra in un più vasto ambito di ricerca, finalizzato alla definizione di malte da ripristino per strutture in conglomerato armato ordinario o precompresso, le cui caratteristiche siano mirate ai risultati da conseguire, quali: la resistenza alle sollecitazioni meccaniche, la durabilità, la compatibilità col supporto, il controllo del ritiro, la facilità di applicazione in condizioni disagiati, ed anche un accettabile aspetto estetico.

In un recente lavoro / 1/ si è indagato sulle modificazioni indotte da polimeri sintetici su malte preconfezionate additivate con Silica Fume (10% in peso sul cemento) e rinforzate con fibre di polipropilene (L = 6 mm; 0,67% sul volume totale). Tenendo ben presente la finalità di impiego delle malte studiate (e precisamente l'applicazione in spessore sottile  $\leq 20$  mm in sostituzione o complemento del copriferro originario), si sono ottenuti / 1/ i seguenti risultati, sinteticamente riportati:

- la percentuale ottimale del dosaggio del lattice è del 9% del polimero secco sul peso del cemento;
- minore permeabilità della malta (a parità di rapporto A/C);
- migliore lavorabilità;
- buona stabilità volumetrica;
- indice di tenacità IT della malta modificata superiore a quello della malta base.

Tali risultati sono ovviamente variabili in funzione del tipo di polimero usato; si rimanda pertanto per i dettagli alla fonte citata. Per quanto attiene al presente lavoro si sono utilizzate due malte, che la precedente ricerca aveva indicato come maggiormente adatte agli scopi prefissi: una malta modificata con polimero acrilico in dispersione acquosa (ACRI) caratterizzata da alta deformabilità e tixotropia, particolarmente idonea come strato protettivo; l'altra modificata con un lattice del tipo copolimero dell'acido acrilico in dispersione acquosa (STI,ACRI), caratterizzata da elevata resistenza e rigidità e bassa permeabilità, adatta a ripristini strutturali anche in ambienti aggressivi.

Si è quindi voluto indagare, e questo è l'oggetto della presente memoria, sulla compatibilità della malta col supporto preesistente e sulla sua durabilità, o, meglio, sulla capacità dello strato di riporto di offrire all'elemento strutturale su cui è applicato una adeguata protezione. Tali caratteristiche dipendono dalla capacità di adesione, dall'assenza di ritiro, dalla deformabilità e duttilità del prodotto indurito, nonché dalla permeabilità e dalla persistenza dell'adesione della malta al supporto anche in condizioni ambientali aggressive,

## 2. MODALITA' DI INDAGINE

Per definire la durabilità del sistema malta+supporto, si sono ritenuti significativi i seguenti parametri:

- penetrazione di acqua;
- penetrazione di ioni  $Cl^-$  ( $CaCl_2$  in soluzione acquosa 30 g/lt, pH = 5, UNI 7928);
- penetrazione di ioni  $SO_4^{--}$  ( $Na_2SO_4$  in soluzione acquosa 71,03 g/lt, pH = 5, UNI 8019);

nelle condizioni schematicamente indicate nella fig. 1a. Come evidenziato nella fig. 1b, si è anche considerato il caso in cui l'acqua contenente sostanze aggressive agisca in contropinta.

La scelta di tali tipi di agenti è stata dettata dal fatto che essi, rispettivamente, influiscono negativamente su:

- adesione al supporto;
- conservazione delle armature;
- integrità del conglomerato.

Per accelerare il processo di danneggiamento, che per quanto riguarda l'adesione è significativamente influenzato anche da depositi ed efflorescenze saline sulla superficie di contatto fra malta e calcestruzzo, si sono sottoposti i campioni a cicli di imbibimento ed essiccazione. Attualmente non esistono norme ufficiali che stabiliscano un ciclo di invecchiamento artificiale. Il ciclo suggerito nella proposta di raccomandazioni RILEM / 3/ ha in effetti lo scopo di valutare il danno causato dalla cristallizzazione dei sali, ma, a nostro avviso, esso è più mirato alla valutazione dei loro effetti distruttivi sul campione, che alla misura della penetrazione dei sali stessi. Pertanto abbiamo ritenuto più significativo applicare un ciclo intermedio fra quello raccomandato dalle norme UNI per la penetrazione e quello della RILEM sopra citato (fig. 2.)

Le grandezze misurate nel tempo sono state:

- la persistenza del legame di adesione;
- la penetrazione degli ioni  $Cl^-$  e  $SO_4^{--}$ .

### 3. MATERIALI

Come supporto delle malte si sono confezionati dei piastrelloni di calcestruzzo di dimensioni 50x40x10 cm., la cui composizione è riportata nella Tab. 1, stagionati 28 gg sotto acqua a 20°C. La superficie su cui applicare la malta è stata trattata con carta ritardante: la dimensione media delle rugosità così ottenute è stata di 1mm (fig. 3) paragonabile a quella che si può ottenere nella realtà con gli ordinari metodi di pulizia del supporto (sabbatura).

T A B E L L A 1  
Composizione e caratteristiche del conglomerato

Cemento	Dosaggio Kg/m <sup>3</sup>	Aggregati	Additivo %	A/C	Slump cm	Densità Kg/m <sup>3</sup>	Rc (28gg) MPa
Portland 425	350 Kg/m <sup>3</sup>	silicei ømax=25mm	Fluidifi- cante 1%	0,48	18	2458	46,9

Le composizioni delle malte studiate sono riportate nella Tab. 2; la malta tipo MRO è una malta di tipo tradizionale ed è servita come riferimento. Si fa notare che il dosaggio delle fibre di polipropilene, indicato per parti nella Tab. 2, è costante e pari allo 0,67% rispetto al volume totale della malta.

T A B E L L A 2  
Composizione delle malte

Malta	Cemento Portland 425	Sabbia $\phi = 3\text{mm}$	Fibra FP	Filler SF	Additivi	Polimero		A/C
						tipo	dos.	
MRO	1 parte	2,3 part	0,012 p.	-	-	-	-	0,54
MR1	1 parte	1,2 part	0,010 p.	0,175 p.	0,102 p.	ACRI	9%	0,32
MR2	1 parte	1,2 part	0,010 p.	0,175 p.	0,102 p.	STI.ACRI	9%	0,32

#### 4. SPERIMENTAZIONE

##### 4.1 Misura della penetrazione degli agenti aggressivi

La modalità con cui sono stati fatti penetrare gli ioni aggressivi è conforme alle norme UNI 7928 ( $\text{Cl}^-$ ) e UNI 8019 ( $\text{SO}_4^{--}$ ). Invece la misurazione della penetrazione è stata effettuata con un metodo innovativo / 2/ (stratigrafia analitica), che consiste nella analisi chimica di campioni prelevati a diverse profondità rispetto alla superficie esposta. Difatti, come illustrato in / 2/ il metodo consueto, basato sul viraggio del colore del reagente, consente di individuare la posizione di avanzamento del fronte ionico e quindi fornisce solamente un'indicazione qualitativa sulla penetrazione delle sostanze studiate.

##### 4.2 Misura dell'adesione

L'adesione della malta al supporto viene provata misurando la resistenza allo strappo di una carota del diametro di 50 mm ricavata dal piastrellone di prova, a mezzo di apparato per la misurazione dell'aderenza (CONTROL 1000 daN), come illustrato nella fig. 4.

Per valutare l'aderenza al supporto non si è fatto riferimento soltanto al valore specifico di resistenza  $f$ , ma anche alla modalità di rottura, evidenziando se la frattura avviene (fig. 5):

- sul piano di contatto tra malta e supporto (aderenza  $f_{ad}$ );
- all'interno della malta o all'interno del supporto (resistenza a trazione della malta  $f_{mt}$  o del supporto  $f_{ct}$ );
- all'interno di un materiale o dell'altro in diverse percentuali (la resistenza a trazione  $f_{mt} * f_{ct}$ ).

#### 5. RISULTATI

##### 5.1 Penetrazione ioni $\text{Cl}^-$ e $\text{SO}_4^{--}$

I risultati della penetrazione degli ioni sono riportati nelle fig. 6 e 7 dalle quali si può notare una sensibile riduzione della penetrazione nel caso di provino protetto con malta MR1, rispetto a quello protetto con malta MRO, a causa della differente permeabilità. L'effetto di barriera è più sen-

sibile nei confronti dello ione  $Cl^-$  che dello ione  $SO_4^{--}$ .

## 5.2 Adesione

I risultati delle prove di adesione, mediati su 5 carote per ogni tipo di aggressivo e per ogni tempo di prova, sono riportati nelle figure 8, 9, 10. Tali risultati sono raggruppati per ogni tipo di malta evidenziando la modalità di rottura e la relativa frequenza e, precisamente, se la rottura interessa la malta, il sottostante calcestruzzo o il legame di adesione.

### Malta base MR0.

Nel caso di maturazione in  $H_2O$ , la rottura avviene prevalentemente a livello della malta ed in parte minore dell'adesione. Il valore di adesione non varia nel tempo (cfr. fig. 11).

La maturazione in presenza di cloruro non altera significativamente il sistema malta-adesione-calcestruzzo e la rottura può localizzarsi anche nel calcestruzzo. La dispersione dei risultati è legata alla variabilità di resistenza dei singoli componenti e non è imputabile a degradazione di uno di essi.

Anche nel caso di maturazione in presenza di solfati, la rottura può avvenire nei tre componenti, almeno nella fase iniziale. Successivamente si assiste ad una maggiore compromissione dell'adesione come mostra la fig. 11.

### Malta MR1.

In tutti i tre casi di maturazione non si rilevano alterazioni significative e la rottura avviene con maggior frequenza nel calcestruzzo, che costituisce l'anello più debole del sistema. La rottura dell'adesione si è manifestata in modo sporadico e trascurabile.

### Malta MR2.

La rottura si è verificata sempre a livello del calcestruzzo. L'analisi della variazione della resistenza allo strappo nel caso di maturazione in presenza di solfati (cfr. fig. 12) mostra che tale fenomeno non è dovuto ad alterazione per attacco chimico del calcestruzzo del supporto, dato che, la resistenza a trazione segue il normale incremento nel tempo.

## 5. CONCLUSIONI

Le modalità di invecchiamento adottate hanno indubbiamente dato luogo ad alterazioni del sistema malta-adesione-supporto. Tuttavia, dato il numero limitato delle prove effettuate, non si è potuto svolgere un'analisi quantitativa esauriente, specie per quel che riguarda i valori di resistenza allo strappo.

Risultati significativi sono stati comunque ottenuti sulla penetrazione degli agenti aggressivi (ioni  $Cl^-$  e  $SO_4^{--}$ ), la variazione della modalità di rottura e la compatibilità delle malte bicomponenti col supporto cementizio.

Rispetto ad una malta di tipo tradizionale (MR0), le malte bicomponenti esaminate hanno mostrato una significativa conservazione del legame di adesione, e della resistenza intrinseca, essendosi sempre verificata la rottura del supporto cementizio. Tale comportamento è legato alla minore permeabilità dei compositi che ostacola significativamente la penetrazione degli agenti aggressivi.

In particolare, nel caso dello ione Cl<sup>-</sup>, i compositi forniscono un'efficace protezione delle armature eventualmente presenti nel supporto. L'effetto protettivo è migliore, sia per la bassissima permeabilità che per l'omogeneità dei risultati conseguiti, per la malta MR2 additivata con polimero stirene-acrilico.

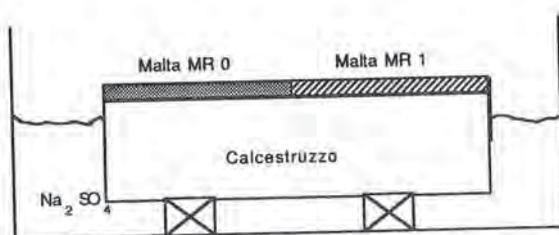
## 7. BIBLIOGRAFIA

- / 1/ Mantegazza G., Penna A. M., Tattoni S., "Malte da ripristino fibrorinforzate: modificazione delle caratteristiche mediante polimeri sintetici", Studi e Ricerche Vol. 11/89, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, luglio 1990.
- / 2/ Baronio G., Carminati G., Mantegazza G., "Malte da ripristino strutturale caratterizzate da elevata durabilità e sistemi di controllo dell'affidabilità dei copriferri", Atti II conv. CNR - Progetto finalizzato Edilizia, Sottoprogetto 3, Venezia 1990.
- / 3/ RILEM, "Tentative Recommendations: Durability Tests", Metriaux et Constructions, vol.13, n.75, 1980.
- / 4/ Shneider V., Nagele E., "The Influence of Mechanical Stress on the Corrosion of Cementeous Materials", Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, Ed. F. H. Wittman, Elsevier Science Pub.
- / 5/ Mantegazza G., Di Tommaso A., "Compositi cementizi a base di fibre di carbonio con basso deterioramento chemo-meccanico per l'affidabilità dei ripristini strutturali", Atti Giornate AICAP 89, Napoli 4-6 maggio 1989.
- / 6/ Di Tommaso A., "Durabilità dei compositi cementizi armati con fibre di carbonio", Atti Simp. Int. Composite Materials in Building, Milano 28/30 maggio 1990.

NOTA Gli Autori dichiarano di avere contribuito in eguale misura allo svolgimento della ricerca.



1a)



1b)

Figura 1. Elemento di prova.

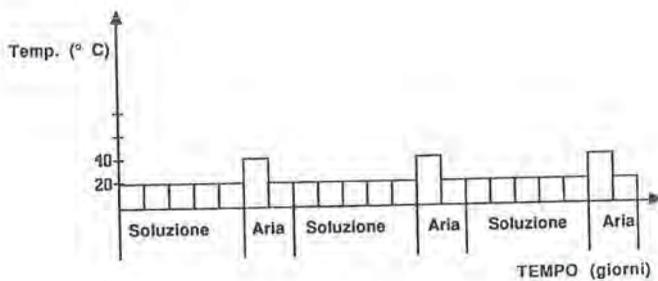


Figura 2. Cicli di imbibimento ed essiccazione.

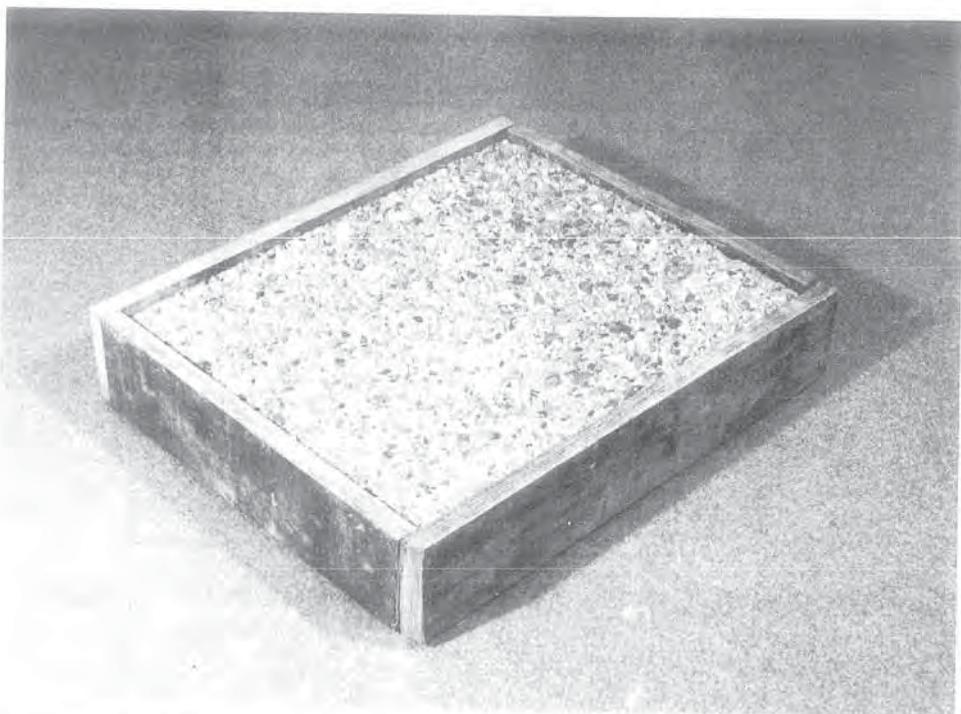


Figura 3. Supporto in calcestruzzo (foto).

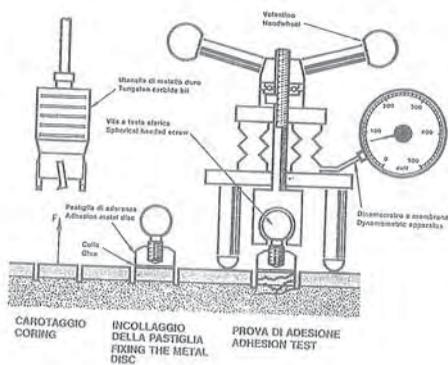


Figura 4. Apparecchiatura per prove di aderenza della malta al calcestruzzo.

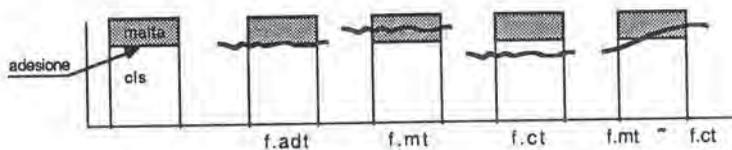
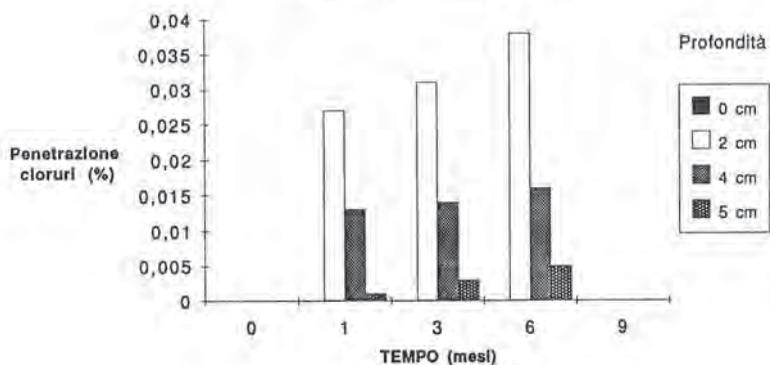


Figura 5. Modalità di rottura.

### Malta Riferimento MR 0



### Malta MR 1

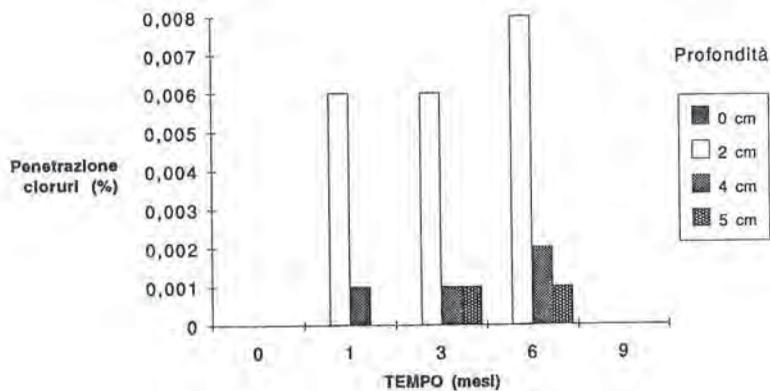


Figura 6. Penetrazione degli ioni  $Cl^-$ .

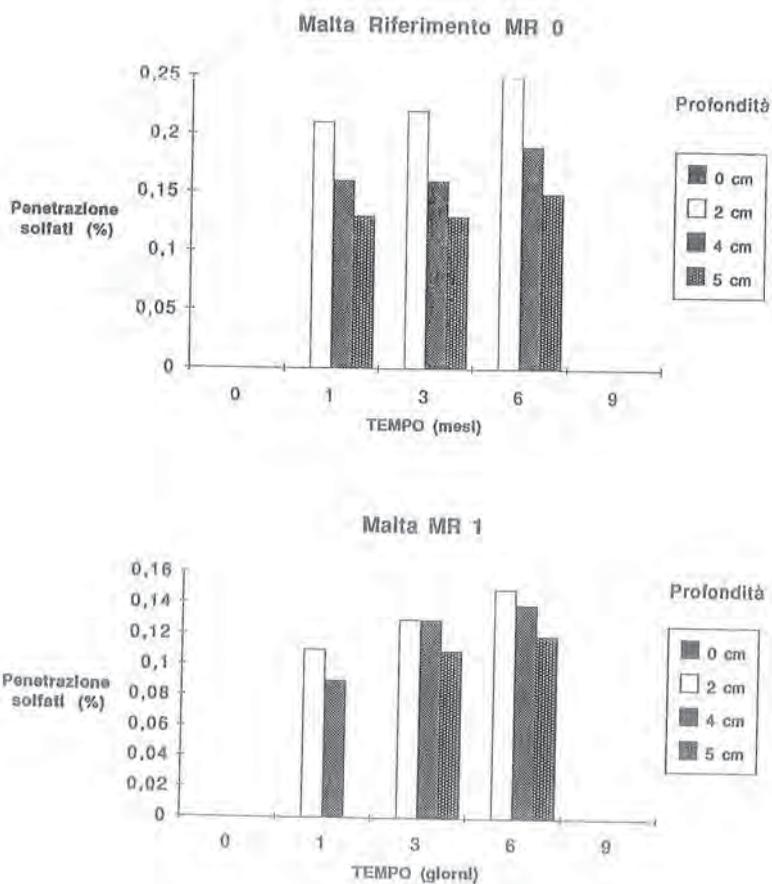


Figura 7. Penetrazione degli ioni  $SO_4^{2-}$ .

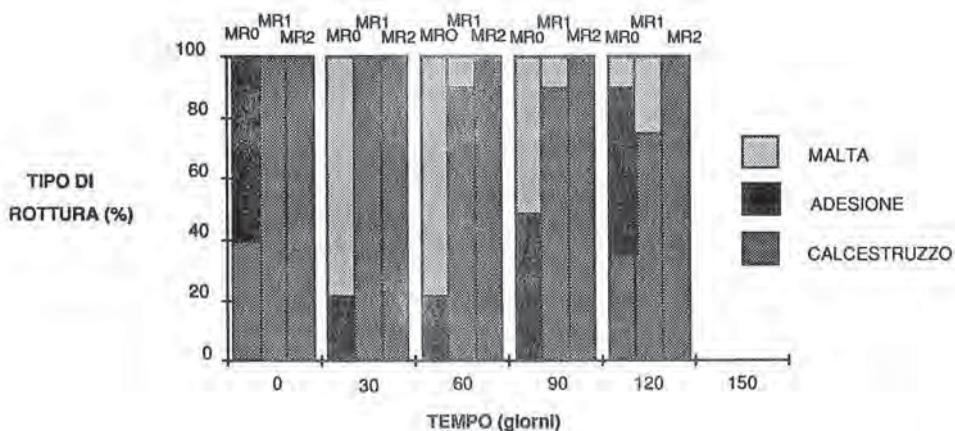


Figura 8. Modalità di rottura nei campioni tenuti in contatto con H<sub>2</sub>O.

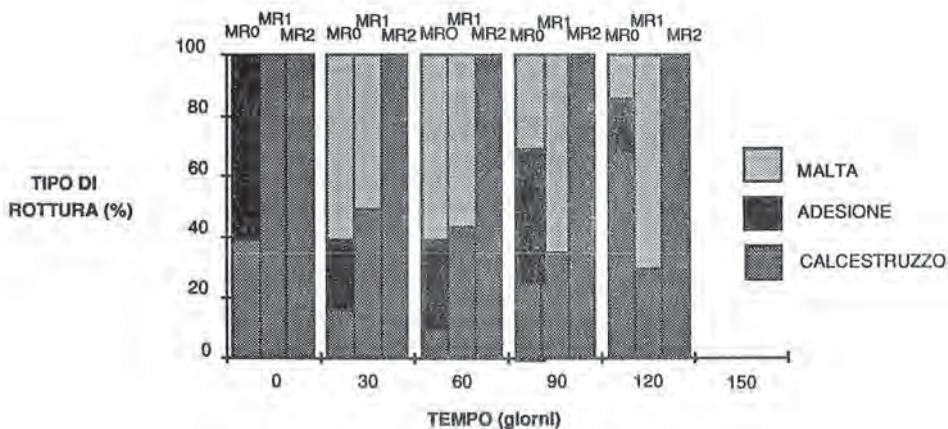


Figura 9. Modalità di rottura nei campioni tenuti in contatto con soluzione di CaCl<sub>2</sub>.

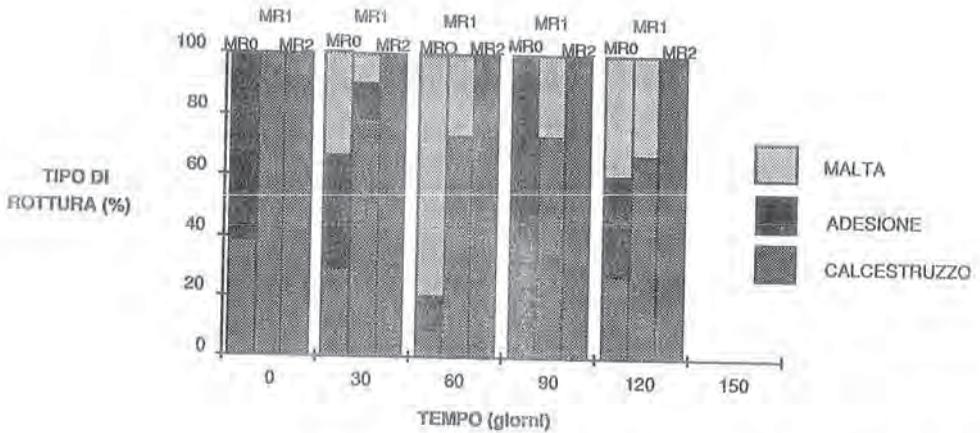


Figura 10. Modalità di rottura nei campioni tenuti in contatto con soluzione di  $\text{NaSO}_4$ .

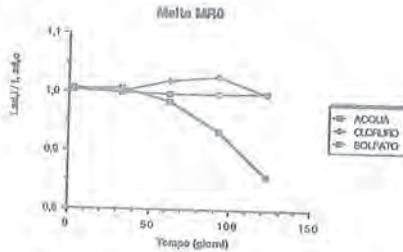


Figura 11. Variazione dell'adesione nella malta base MR0.



Figura 12. Resistenza a ltrazione del calcestruzzo protetto dalla malta MR2 nei campioni tenuti in contatto con soluzione di  $\text{NaSO}_4$ .

UN ESEMPIO DI IMPALCATO A TRAVE CONTINUA SU GRANDI LUCI,  
REALIZZATA CON CONCI PREFABBRICATI: IL VIADOTTO RESTELLO

Franco RAPINO  
Autostrade S.p.A. - Roma

Giorgio CALOISI  
Italprogetti S.r.l. - Roma

Terenzio MERLETTI  
SPEA S.p.A. - Milano



UN ESEMPIO DI IMPALCATO A TRAVE CONTINUA SU GRANDI LUCI, REALIZZATA CON  
CONCI PREFABBRICATI: IL VIADOTTO RESTELLO

Franco RAPINO, Autostrade S.p.A., Roma  
Giorgio CALOISI, Italprogetti S.r.l., Roma  
Terenzio MERLETTI, Spea S.p.A., Milano

SOMMARIO

L'opera attualmente in costruzione è costituita da un viadotto di 2100 m di lunghezza che si sviluppa con andamento in parte rettilineo ed in parte curvilineo su 31 campate di luce massima 100 metri.

Le due carreggiate indipendenti sono costituite ciascuna da due travi a cassone monoconnesso in c.a.p. Lo schema statico è quello di una trave continua su appoggi a cerniera. Le travi di impalcato vengono realizzate mediante il varo e l'assemblaggio in opera di conci di grandi dimensioni gettati su una cassaforma mobile sull'impalcato già costruito e varati tramite un apposito carro di varo della lunghezza di 162 m e del peso complessivo di circa 2100 t.

L'impalcato poggia su due serie di pile rettangolari, gettate entro casseri rampanti.

SUMMARY

The structure, still ongoing, consists of a viaduct of 2100 m length which has a partially straightway and curvilinear development over 31 bays with 100 m maximum span.

The two separate carriageways comprise, each one, two post-tensioned reinforced concrete caisson-beam single-connected.

The static scheme is that of a continuous beam with a hinged bearing devices. The beams of the deck slab are carried out by launching and assembling segments of big dimensions "in situ". The casting of them in a formwork, is achieved by a overhead traveling crane of 162 m length with a total weight of 2100 t.

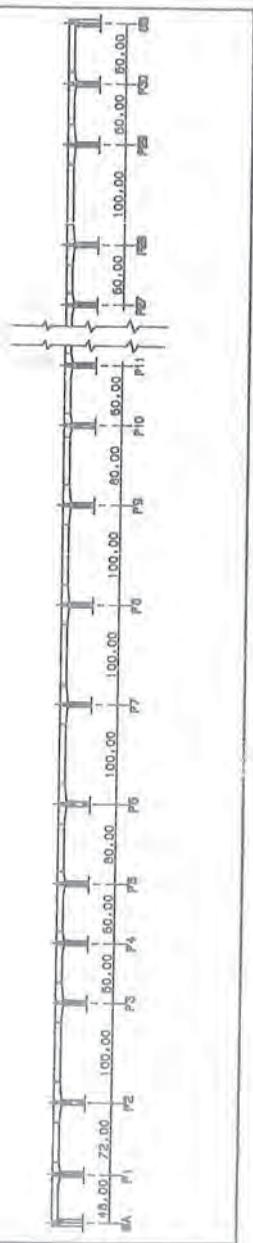
The bridge deck rests over two bank of rectangular piers, which were built using climbing forms.

1. CARATTERISTICHE GENERALI DEL VIADOTTO

Il viadotto Restello fa parte del costruendo tratto autostradale Vittorio Veneto-Pian di Vedoia, prolungamento dell'autostrada A27 Mestre-Vittorio Veneto.

L'opera è costituita da 31 campate aventi luce variabile fra

Fig.1 - SCHEMA LONGITUDINALE DEL VIADOTTO



48,60,72,80 e 100 m, per una lunghezza complessiva di 2100 m. (Fig. 1).

In pianta il viadotto si sviluppa secondo un tracciato che prevede un tratto iniziale in curva fra la spalla A e la pila n. 5 avente un raggio di curvatura di 800m, un successivo rettifilo fra le pile n. 5 e n. 8, una seconda curva contrapposta alla prima con raggio di curvatura pari a 900 m fra le pile n. 8 e n. 20, ed infine un tratto in rettifilo fra la pila n. 20 e la spalla B.

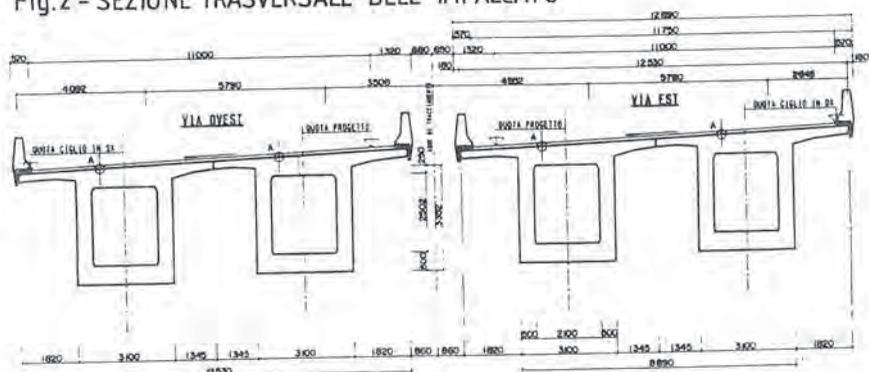
L'opera presenta inoltre una pendenza media in direzione longitudinale del 3,8% e, in direzione trasversale, pendenze variabili fra il 2,54 e il 4,54%.

La sovrastruttura è realizzata da due impalcati affiancati (Fig. 2), longitudinalmente indipendenti, ciascuno di larghezza pari a 12,89 m esterno-esterno, in grado di ospitare la carreggiata stradale con due corsie di marcia ed una per la sosta d'emergenza.

I due impalcati, gravanti su due serie di pile distinte, sono costituiti ciascuno da due cassoni in c.a.p. collegati a livello della soletta sull'intero sviluppo e tramite un trasverso di connessione in corrispondenza delle pile.

I cassoni hanno altezze variabili fra i 3,70 m ed i 5,00 m, ed anche gli spessori variano in ragione delle esigenze statiche delle diverse luci del viadotto; in particolare la soletta d'estradosso ha uno spessore variabile fra 0,25 e 0,60 m sugli appoggi, la soletta d'intradosso tra 0,20 m e 1,50 m e le pareti laterali fra 0,30 m e 0,50 m.

Fig.2 - SEZIONE TRASVERSALE DELL' IMPALCATO



A - PUNTO DI ROTAZIONE ESTRAORSO

La soluzione statica adottata prevede longitudinalmente una travata continua senza giunti intermedi, con due ritegni sismici con smorzatore di tipo elasto-plastico in corrispondenza delle spalle, ciascuno da circa 2000 t, e due giunti di dilatazione sempre in corrispondenza delle spalle.

Le due serie di pile, di altezza variabile fra i 9,0 m ed i 60,0 m, hanno una sezione rettangolare cava; di dimensioni 8,90 x 4,80 m e 8,90 x 3,40 m, con spessori variabili fra 0,35 m e 0,55 m.

Le fondazioni delle pile presentano tipologie diverse a seconda della natura dei terreni interessati: di tipo diretto previo consolidamento del terreno con colonne jet-grouting, di tipo su pali di diametro 1,5 m, e di tipo su pozzo.

## 2. MODALITA' ESECUTIVE

Le pile sono state realizzate con casseri rampanti.

L'impalcato viene realizzato mediante la posa in opera di conci prefabbricati di considerevoli dimensioni (il peso massimo dei pezzi prefabbricati risulta di circa 800 t), gettati su apposite casseforme mobili sull'impalcato precedentemente costruito (Figg. 3, 4).

Le campate da 100,00 m sono realizzate mediante l'assemblaggio di un

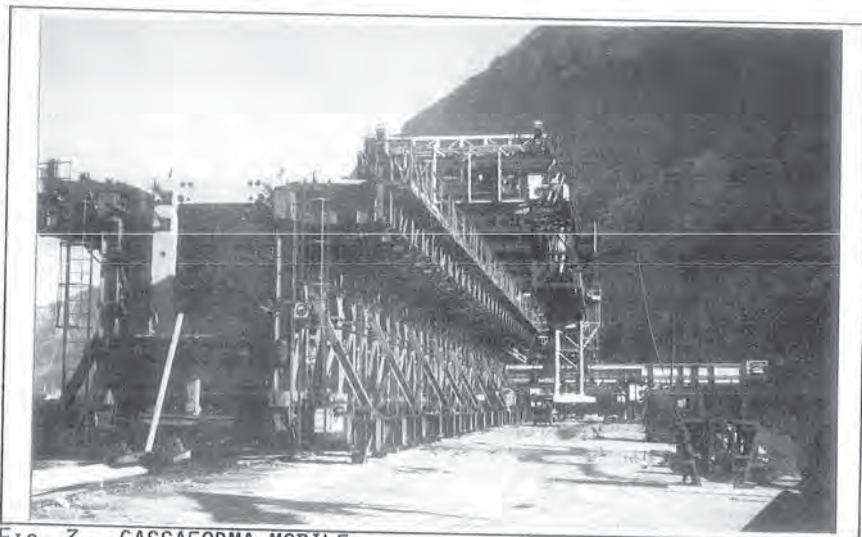


FIG. 3 - CASSAFORMA MOBILE

pezzo a sezione variabile posto a cavallo della pila (testa pila) di 40,00 m di lunghezza ed un pezzo a sezione costante di 60,00 m (tampone) disposto fra i due testa pila e ad essi solidarizzato (Fig. 5).

Le campate da 60,00 m sono costruite in un solo elemento di 60,00 m di lunghezza solidarizzato al pezzo precedente a circa 12,00 m dall'appoggio.

Per la posa in opera degli elementi è stato appositamente progettato e realizzato un carro di varo dotato di elementi strutturali in grado di consentire spostamenti longitudinali e trasversali sulla larghezza di tutti e due gli impalcati.

Poichè deve essere consentita l'operazione di autovaro anche su campate di 100,00 m di luce, il carro risulta avere una lunghezza di 162,00 m; durante questa delicata fase si sfrutta il peso della cassaforma per garantire la sicurezza al rioaltamento.

La struttura resistente del carro è costituita da due travature reticolari affiancate a sezione triangolare, alte circa 9,00 m, poste ad un interasse di 11,20 m. e ad inerzia variabile lungo l'asse longitudinale.

A causa dell'andamento in curva di alcuni tratti del viadotto, e per il varo dei cassoni laterali, il carro si trova frequentemente disassato rispetto al viadotto.

Questo fatto, nonostante gli appoggi del carro sul viadotto siano posizionati in corrispondenza delle anime dei cassoni, richiede una certa cautela durante tali fasi di varo, al fine di evitare lesionamenti delle solette dell'impalcato già realizzato.

Peraltro le metodologie adottate per il varo degli elementi consentono di realizzare mediante l'intero ciclo di lavorazione riguardante una

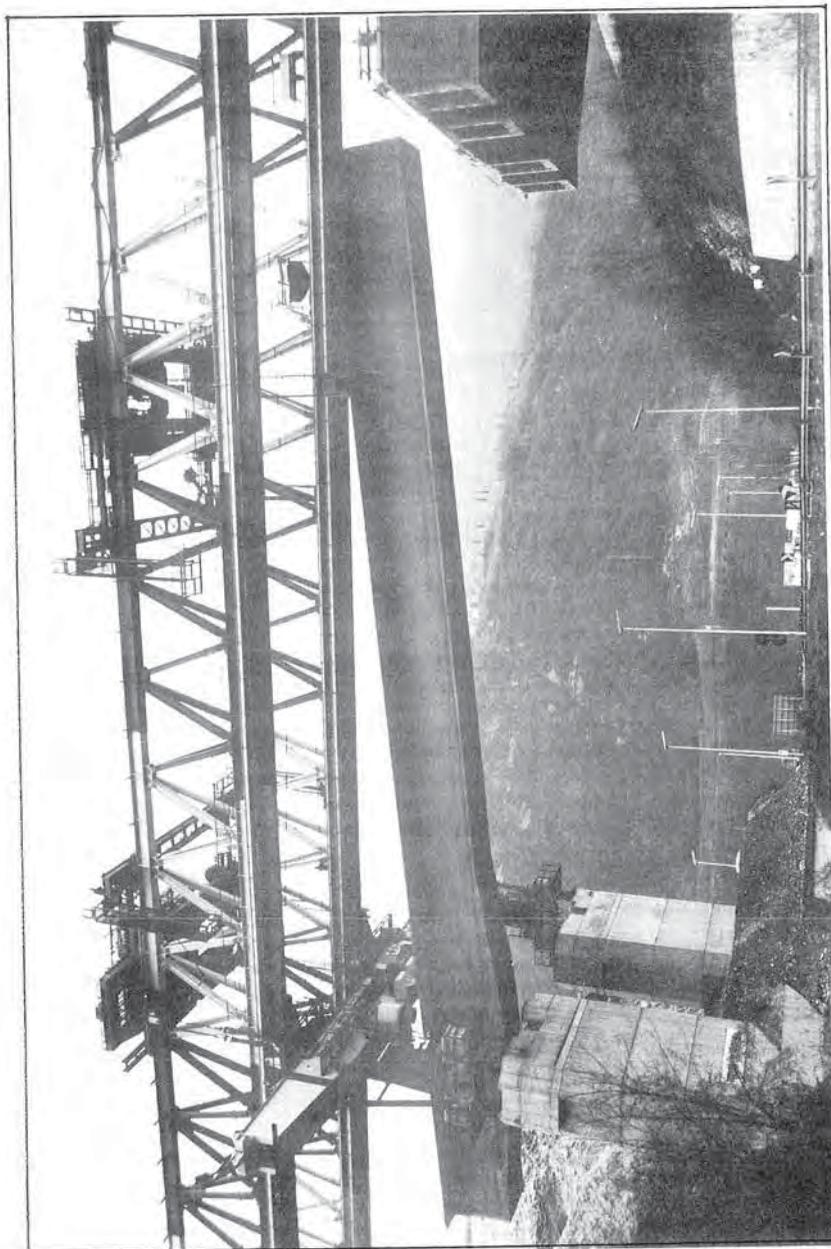
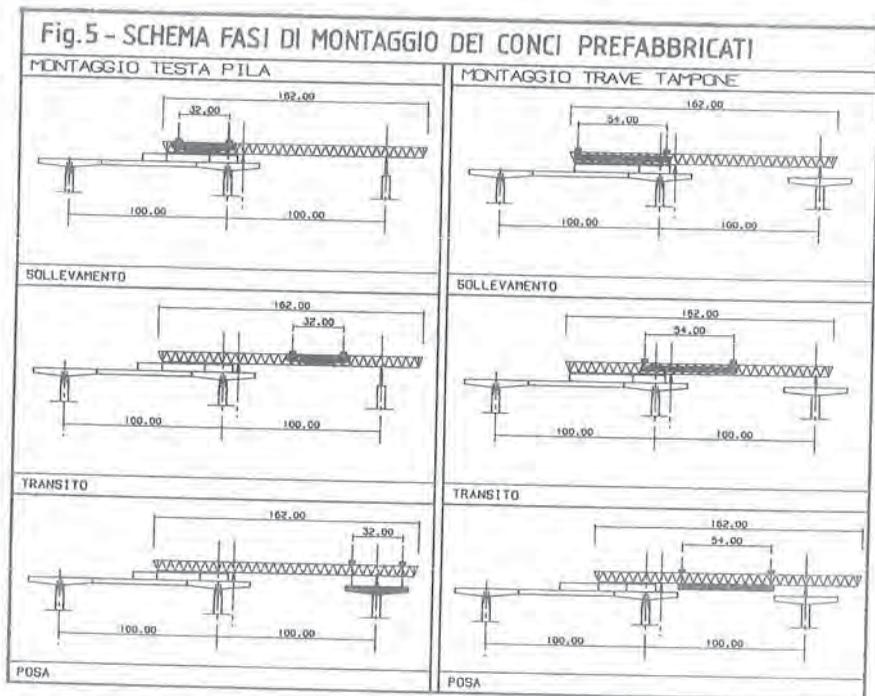


FIG. 4 - VARO DI UN ELEMENTO DA 60 M.



campata in circa due settimane.

Una particolare attenzione è stata rivolta alla possibilità che il vento, durante le fasi di varo, potesse compromettere la stabilità del carro; per questo è stata disposta una stazione meteo in grado di raccogliere dati sulla velocità e direzione del vento, mediante una serie di anemometri disposti in valle nelle prospicenze del viadotto. In caso di venti con velocità superiori ad una certa soglia si provvede all'arresto delle operazioni di varo ed all'ancoraggio del carro sull'impalcato.

Genericamente la sequenza del varo degli elementi è la seguente;

- 1) Autovaro del carro sulla campata da realizzare facendo dapprima avanzare a sbalzo la parte anteriore dello stesso controbilanciata nella parte retrostante del peso della cassaforma (Fig. 5).

Una volta raggiunta la pila viene dapprima calato su di essa un appoggio provvisorio (pendolo anteriore); attraverso successive movimentazioni viene traslato longitudinalmente, dallo sbalzo dell'impalcato a tergo già costruito, il binario anteriore in grado di assicurare l'appoggio definitivo e le traslazioni trasversali.

- 2) Sollevamento e traslazione longitudinale degli elementi in calcestruzzo. A mezzo di quattro argani di portata complessiva di 1200 t l'elemento da varare viene sollevato dalla cassaforma disposta sull'impalcato

costruito (Fig. 6).

Durante questa fase e la successiva traslazione longitudinale del pezzo, vengono utilizzati tutti gli appoggi disponibili del carro, vale a dire due elementi in grado di consentire anche gli spostamenti trasversali (binario anteriore e posteriore), l'appoggio posteriore del carro (pendolo posteriore) ed un appoggio intermedio (gamba mobile) (Fig. 7). Ciò al fine di ripartire il più possibile il notevole carico fra i vari appoggi ed evitare quindi il lesionamento delle solette già realizzate.

- 3) Giunti in corrispondenza del punto previsto per il varo dell'elemento, esso viene posizionato in opera e successivamente vengono tesati i cavi di precompressione che lo solidarizzano all'impalcato già realizzato. A questo punto il carro viene dapprima ulteriormente avanzato per permettere il posizionamento nella cassaforma delle armature del successivo elemento da varare, e quindi arretrato per iniziare nuovamente la sequenza delle fasi di varo. Una volta varati i due elementi costituenti la stessa carreggiata ne viene realizzata la continuità in senso longitudinale (fase di matching, Fig. 8).

### 3. METODO DI CALCOLO

Come già visto, lo schema statico del viadotto principale è quello di una trave continua su appoggi a cerniera.

Date le dimensioni dell'opera sono stati approntati modelli di calcolo agli elementi finiti con diverso grado di discretizzazione, ciascuno in grado di rappresentare con efficacia un particolare tratto della stessa.

Di particolare importanza si sono rivelati i modelli di calcolo creati per lo studio della ripartizione trasversale dei carichi dissimmetrici, specie per ciò che riguarda l'analisi delle fasi di varo.

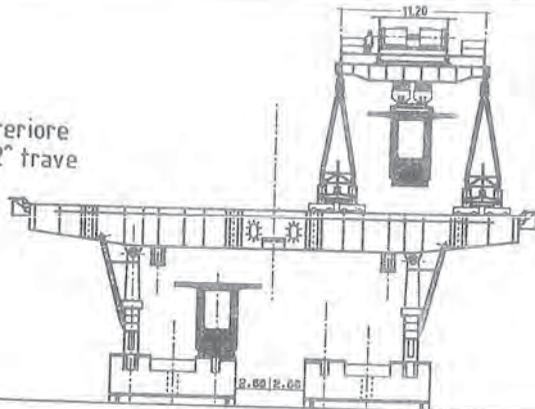
In effetti il notevole peso degli elementi da varare, unito al fatto che durante le fasi di varo non tutti i cavi di precompressione risultano tesati, fa sì che localmente ci si trovi di fronte a condizioni più gravose rispetto a quelle di esercizio.

Longitudinalmente, per lo studio dello stato di sollecitazione dovuto ai carichi accidentali ed ai cedimenti di vincolo, è stato approntato un modello con basso grado di discretizzazione ma che consentiva di rappresentare l'intero viadotto relativamente ad un solo cassone: ciò in virtù del fatto che lo studio trasversale dell'impalcato ha mostrato l'effetto di ripartizione di carichi dissimmetrici della soletta fra i due cassoni.

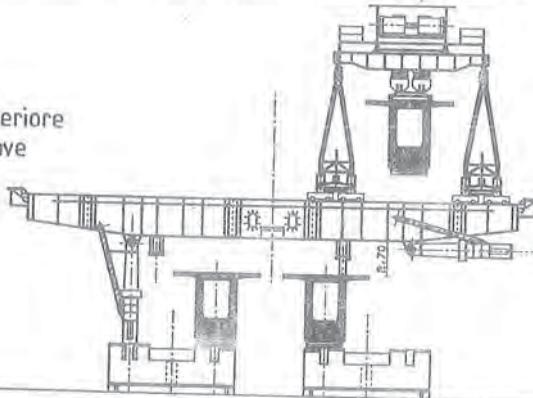
L'impalcato in questo modello è stato discretizzato in elementi di grandi dimensioni, paragonabili a quelle dei pezzi prefabbricati; laddove l'inerzia è costante (travi tampone) si è schematizzato con un unico elemento; i testa pila ad inerzia variabile sono stati invece modellati con 4-5 elementi aventi caratteristiche inerziali medie.

Fig.6

Binario anteriore  
Varo 1° e 2° trave



Binario anteriore  
Varo 3° trave



Binario anteriore  
Varo 4° trave

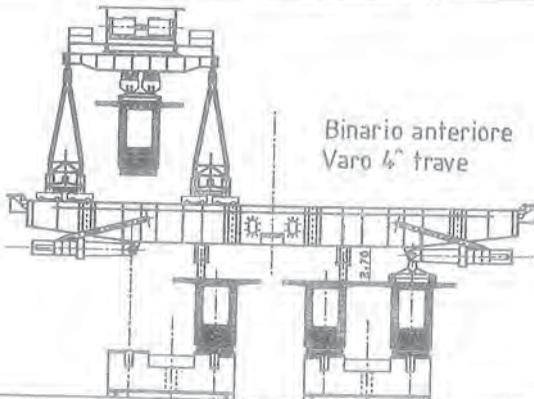
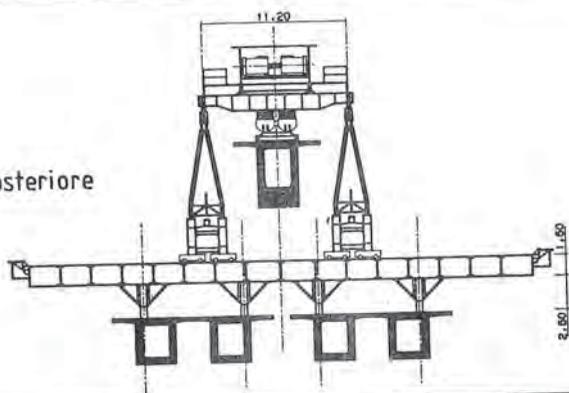
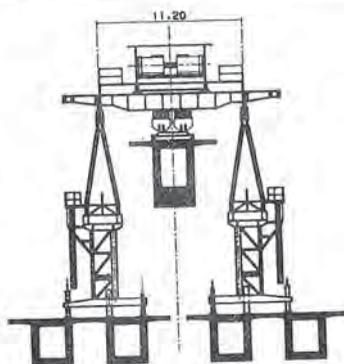


Fig. 7

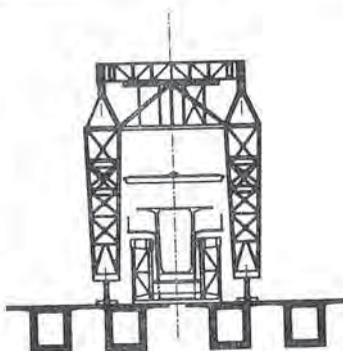
Binario posteriore



Gambe mobili



Pendolo posteriore





**FIG. 8-ARMATURE PER L'UNIONE LONGITUDINALE DEI CASSONI (MATCHING)**

Per lo studio dello stato tensionale del calcestruzzo, ivi compreso l'effetto della precompressione, sono stati invece approntati modelli ad alto grado di discretizzazione (dimensioni massime degli elementi pari a 2,5 m) in grado di tenere conto con precisione dell'effettiva posizione dei cavi di precompressione e della variabilità delle inerzie in gioco.

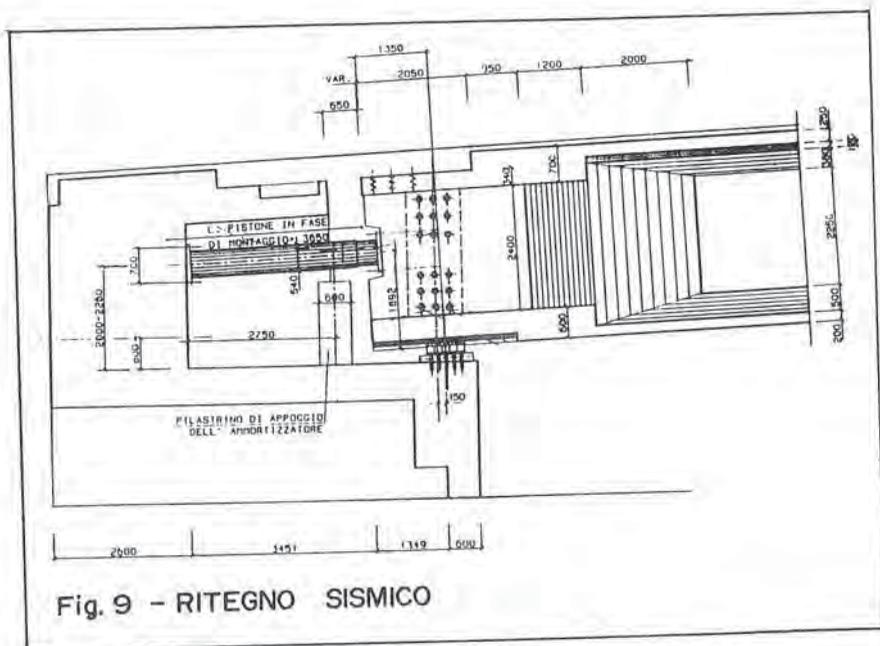
Di tali modelli ne sono stati realizzati quattro, ciascuno in grado di schematizzare in sequenza un tratto del viadotto.

La valutazione delle perdite differite dovute a fluage, ritiro, e rilassamento dell'acciaio da precompressione è stata fatta nell'ipotesi che lo stato iniziale ( $t=0$ ) coincidesse con lo schema a travata continua soggetta ai carichi permanenti ed alla precompressione iniziale, scontate le perdite per attrito.

Al fine di valutare il modo reale in cui i carichi dissimmetrici si ripartiscono fra i due cassoni, in senso trasversale, sono stati realizzati modelli di calcolo capaci di rappresentare l'insieme dei cassoni e della soletta.

Di questi il più significativo è stato un modello agli elementi finiti che simulava, relativamente ad una campata di 100 m, i due cassoni e la soletta di collegamento mediante 220 aste.

Tale modello, oltre a confermare la capacità della soletta di ripartire in maniera pressochè perfetta il carico dissimmetrico (ciò che ha permesso fra l'altro di adottare ipotesi semplificative circa l'adozione dei carichi negli schemi longitudinali), ha chiarito inoltre le modalità del trasferimento dei momenti torcenti nei cassoni, dalla campata agli appoggi.



#### 4. ANALISI SISMICA, APPARECCHI DI APOGGIO E RITEGNI SISMICI

E' stata eseguita un'analisi sismica modale sia in direzione trasversale che longitudinale, su un modello tridimensionale che valuta gli effetti sismici sia sull'impalcato che sulle pile.

Sono stati comunque previsti i seguenti tipi di vincoli:

##### a) Direzione longitudinale

Appoggi scorrevoli sulle pile e sulle spalle con ritegni sismici a semplice effetto solo sulle spalle, di tipo elastoplastico.

Il funzionamento del ritegno (Fig. 9) è il seguente:

- consente al viadotto le sue escursioni termiche;
- presenta un comportamento modellabile con un dispositivo puramente viscoso abbinato in parallelo ad una molla elastica, così che in ogni momento risulti capace di attivare un ciclo dissipativo e sia altresì in grado di ritornare istantaneamente ed autonomamente alla posizione di partenza;
- fornisce una reazione autocentrante per superare l'inconveniente della deriva che il viadotto potrebbe accumulare nel succedersi dei cicli termici per disuniformità delle reazioni d'attrito negli appoggi scorrevoli.

b) Direzione trasversale

Appoggi scorrevoli sulle pile e sulle spalle; le forze orizzontali trasversali sono assorbite da dissipatori a cingolo che presentano un comportamento approssimabile a rigido-plastico.

## 5. MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dell'opera sono state impiegate le seguenti quantità di materiali:

## a) fondazioni, pile e spalle

. calcestruzzo	mc	108500
. acciaio di armatura	t	8300

## b) Impalcato

. calcestruzzo	mc	52000
. acciaio di precompressione	t	2080
. acciaio di armatura	t	5550

STRUTTURE SOTTILI SU MEDIE LUCI: L'IMPALCATO A PIASTRA DEL  
VIADOTTO FADALTO

Franco RAPINO  
Autostrade S.p.A. - Roma

Guido FURLANETTO  
Italstrade S.p.A. - Roma

Terenzio MERLETTI  
SPEA S.p.A. - Milano



STRUTTURE SOTTILI SU MEDIE LUCI: L'IMPALCATO  
A PIASTRA DEL VIADOTTO FADALTO

Franco RAPINO, Autostrade S.p.A., Roma  
Guido FURLANETTO, Italstrade S.p.A., Roma  
Terenzio MERLETTI, Spea S.p.A., Milano

SOMMARIO

Si riferisce in merito alle caratteristiche strutturali dell'impalcato del Viadotto Fadalto, costituito da una piastra con luci di 55 m, a sezione piena variabile, e spessori notevolmente contenuti (1,10 m in chiave). L'impalcato è collegato alle pile mediante vincolo di incastro, in modo da poter limitare il numero degli apparecchi di appoggio e dei giunti di dilatazione. La particolare geometria delle pile consente di assorbire gli spostamenti longitudinali dell'impalcato conseguenti ad azioni termiche, ritiro e fluage, e le azioni flessionali nel piano verticale. La flessibilità dell'impalcato assume notevole importanza in relazione ai possibili cedimenti differenziali delle fondazioni dovuti alla natura disomogenea del terreno, costituito da detrito di falda variamente addensato. La continuità delle campate è ottenuta per sovrapposizione dei cavi di precompressione, e non mediante l'usuale accoppiamento meccanico degli ancoraggi.

SUMMARY

The proceedings deals with the structural characteristics of the deck slab of the Fadalto Viaduct. It consists of a slab with a span of 55 m, with a variable cross-section, which has a thickness of 1,10 m at the crown. The deck slab is connected to the piers through a fixed constraint, in such a manner to reduce the number of the bearing devices and the expansion joints. The particular geometry of the piers allows to absorb the longitudinal displacement due to thermic actions, shrinkage and creep, and furthermore the bending stress in the vertical plane. The flexibility of the deck slab assumes a remarkable importance respect to the possible different vertical displacement of the foundations due to the not homogeneous nature of the soil, in our case debris stratum locally thickened. The continuity of the bay is achieved by the overlap of the post-tensioned cables thus avoiding the common mechanical coupling of the anchorages.

## 1. CARATTERISTICHE GENERALI DEL VIADOTTO

Il viadotto Fadalto fa parte del 3° lotto dell'Autostrada Vittorio Veneto - Pian di Vedoia, prosecuzione della A27 Mestre - Vittorio Veneto. Si tratta di un viadotto a due corsie più quella di emergenza per ogni senso di marcia, la cui lunghezza è pari a circa 3700 m. Il tracciato dello stesso (Fig. 1) si snoda per un buon tratto lungo le pendici del Monte Millifret costeggiando in quota il lago Morto; in questo tratto le due vie di corsa si mantengono affiancate e condividono le fondazioni. Successivamente il viadotto attraversa il fondovalle, scavalcando la S.S. 51 e la ferrovia Vittorio Veneto - Pieve di Cadore, e le due vie di corsa divergono verso i rispettivi imbocchi delle gallerie Fadalto Ovest e Fadalto Est.

Nell'ambito del viadotto sono presenti due tipologie strutturali di impalcato, entrambe in calcestruzzo armato precompresso, caratterizzate da luci e modalità costruttive diverse. Si tratta di un impalcato a piastra piena di spessore variabile con luci di 55 metri costruito con una centina autovarante, adottato per tutta la via est e per due terzi della via ovest, e di un impalcato a cassone, costruito per conci a sbalzo gettati in opera, avente luci di 115 metri, adottato nel tratto finale della via ovest.

La presente memoria si sofferma sulla tecnologia dell'impalcato a piastra, che presenta elementi di interesse e di novità, tanto per la luce, che risulta tra le più importanti finora realizzate per questo tipo di struttura, quanto per alcune delle tecniche impiegate nella realizzazione.

## 2. L'IMPALCATO A PIASTRA

### 2.1. Aspetti generali e orientamenti progettuali

Nella definizione della struttura hanno assunto una notevole influenza gli aspetti legati alla morfologia e alla geologia del sito, nonché la notevole lunghezza del viadotto, alla luce anche delle esigenze della Società Concessionaria, volte a contenere al minimo i tempi di costruzione pur ottenendo allo stesso tempo una struttura durabile e in grado di garantire oneri di manutenzione ridotti in esercizio.

Sono state quindi individuate le principali condizioni che il progetto doveva soddisfare in funzione dei suddetti vincoli:

- 1) Il sistema costruttivo doveva essere completamente indipendente dal piano di campagna in modo da poter procedere senza problemi nel tratto in pendio, dove il profilo del terreno si presenta notevolmente accidentato.
- 2) Le difficoltà insite nella realizzazione delle fondazioni in tale contesto ambientale, ed i conseguenti costi, palesavano l'opportunità di ridurre per quanto possibile il numero, dimensionando la luce strutturale ai massimi valori raggiungibili con il sistema costruttivo

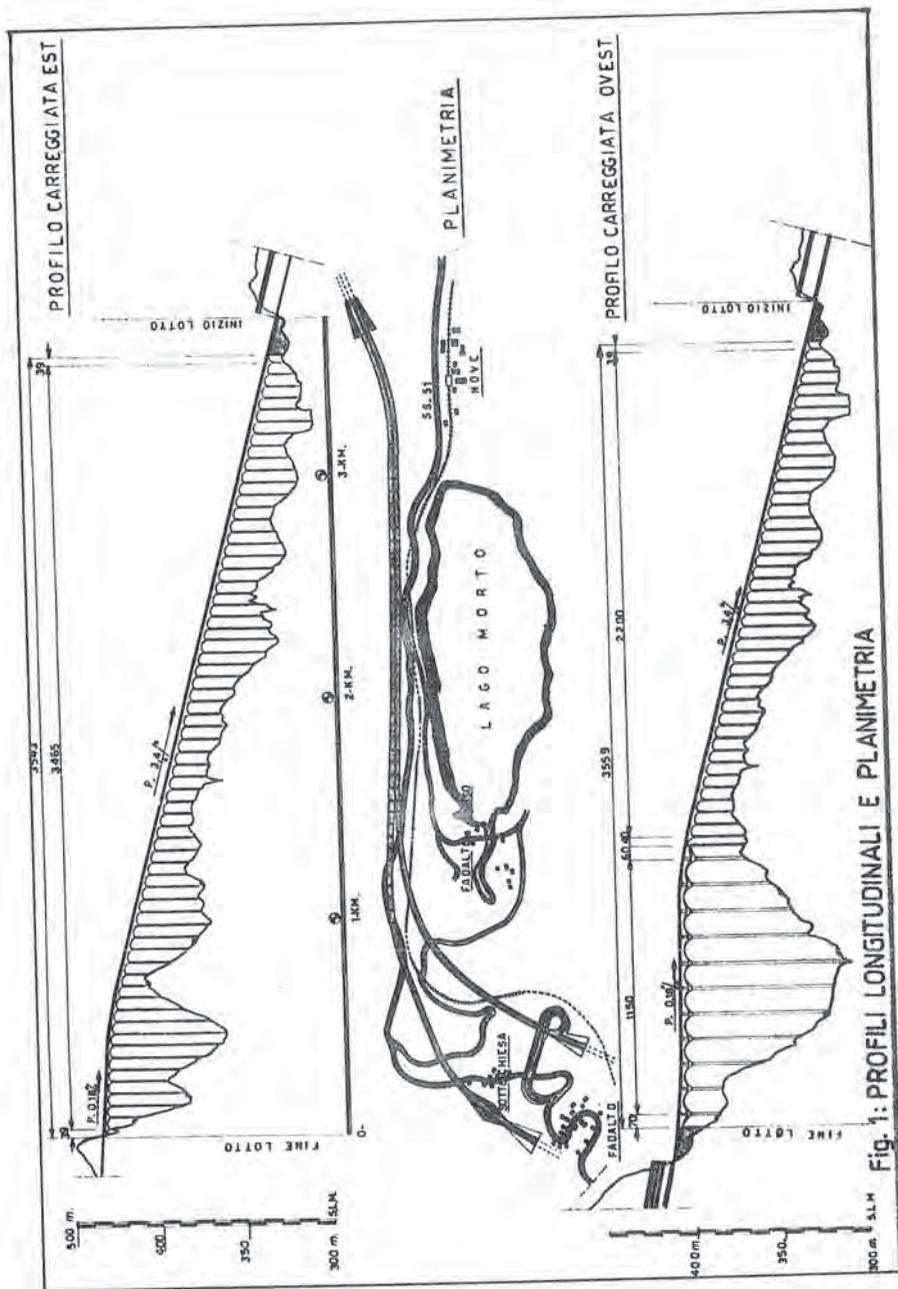


Fig. 1: PROFILI LONGITUDINALI E PLANIMETRIA

adottato.

- 3) La natura del terreno di fondazione, costituita da materiali eterogenei d'accumulo della "Paleofrana di Fadalto", la cui tessitura caotica comporta un assetto geomeccanico discontinuo, con conseguenti problemi di anisotropia nella portanza e nella deformazione sotto carico, prospettava il rischio di cedimenti differenziali tra le diverse pile, o nell'ambito di una stessa pila. Tale rischio era inoltre amplificato dalle spinte orizzontali dovute all'andamento topografico acclive, con valori massimi dell'angolo naturale di declivio dell'ordine dei 40°. La struttura di impalcato doveva quindi possedere una flessibilità sufficiente ad assorbire gli eventuali cedimenti differenziali senza conseguenze.
- 4) Il sistema costruttivo adottato doveva garantire velocità di avanzamento notevoli per poter completare circa 6 km di viadotto (per la sola parte di impalcato a piastra) nei tempi previsti dal contratto.
- 5) Il numero dei giunti di dilatazione e degli apparecchi d'appoggio inseriti nella struttura doveva essere ridotto al minimo, allo scopo di contenere gli oneri di manutenzione dell'opera connessi alla loro ispezione e sostituzione, ed i conseguenti disagi per l'utenza. Per le stesse ragioni era richiesto che la struttura fornisse le massime garanzie di durabilità.

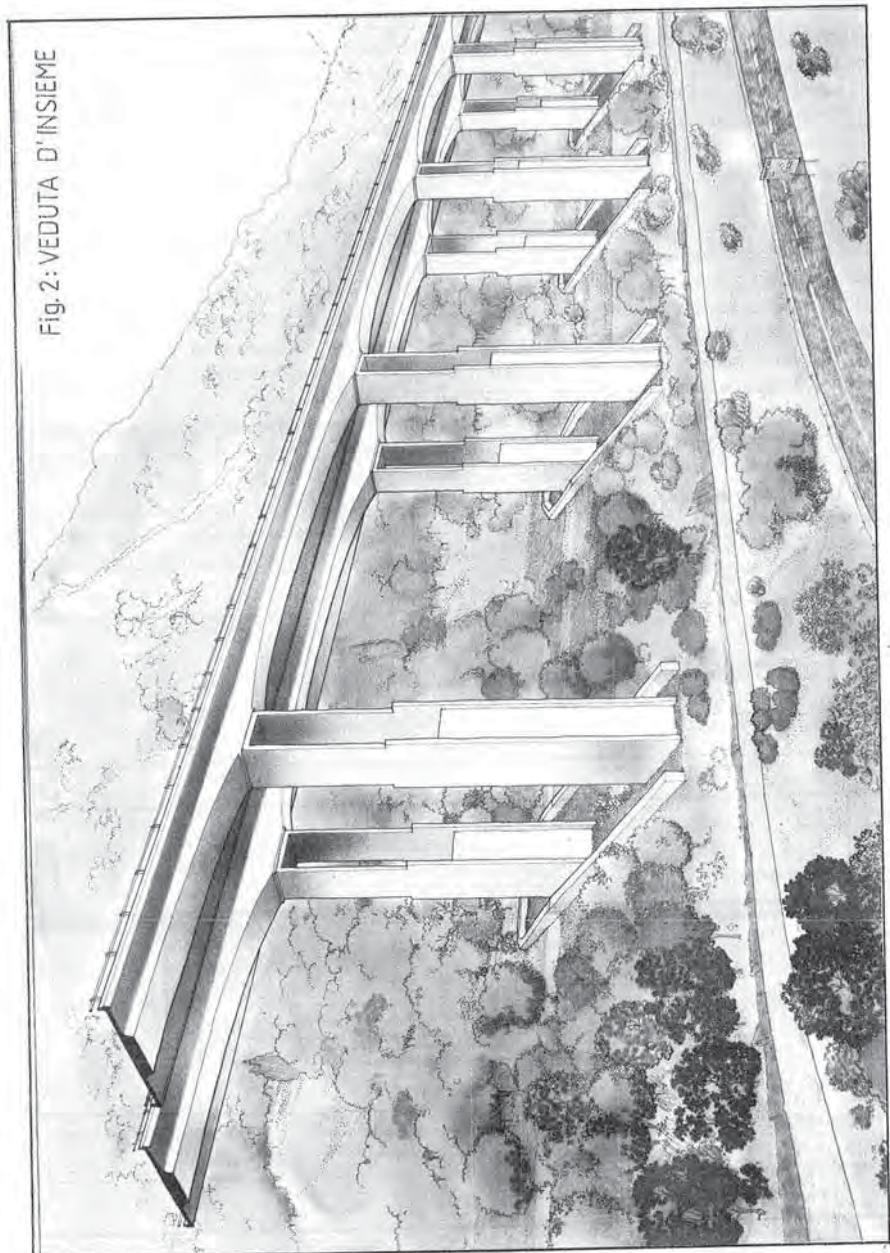
Queste considerazioni hanno contribuito alla definizione del sistema costruttivo e della tipologia strutturale descritti nel seguito.

## 2.2. Aspetti di carattere strutturale

La struttura di impalcato è costituita da una piastra piena a sezione variabile in calcestruzzo armato, precompressa longitudinalmente (Fig. 2). Le pile sono costituite da due setti in c.a. ortogonali alla direzione del viadotto, indipendenti per 15,5 m a partire dall'intradosso dell'impalcato e collegati fra di loro al di sotto di tale posizione da due pareti in modo da formare una sezione scatolare. L'impalcato è collegato rigidamente ai due setti. Non esiste quindi soluzione di continuità fra questo e le pile. I movimenti longitudinali dovuti alle variazioni termiche, al ritiro e alla viscosità del calcestruzzo vengono assorbiti da giunti di dilatazione ubicati ogni 4 campate in una sezione posta a 16 m di distanza dall'asse pila, dove la continuità strutturale viene interrotta. Lo schema statico ottenuto in questo modo è una serie di telai costituiti da quattro impalcati e dalle relative pile completamente solidali fra loro. In corrispondenza dei giunti di dilatazione una seggiola consente la trasmissione dei soli carichi verticali attraverso quattro apparecchi di appoggio scorrevoli. Il giunto è a pettine ed è contenuto nello spessore della pavimentazione.

In corrispondenza della sella di giunto è stato ricavato un vano al centro dello sbalzo inferiore in modo da consentire l'accesso ai due apparecchi di appoggio disposti all'interno per l'ispezione periodica.

Fig. 2: VEDUTA D'INSIEME

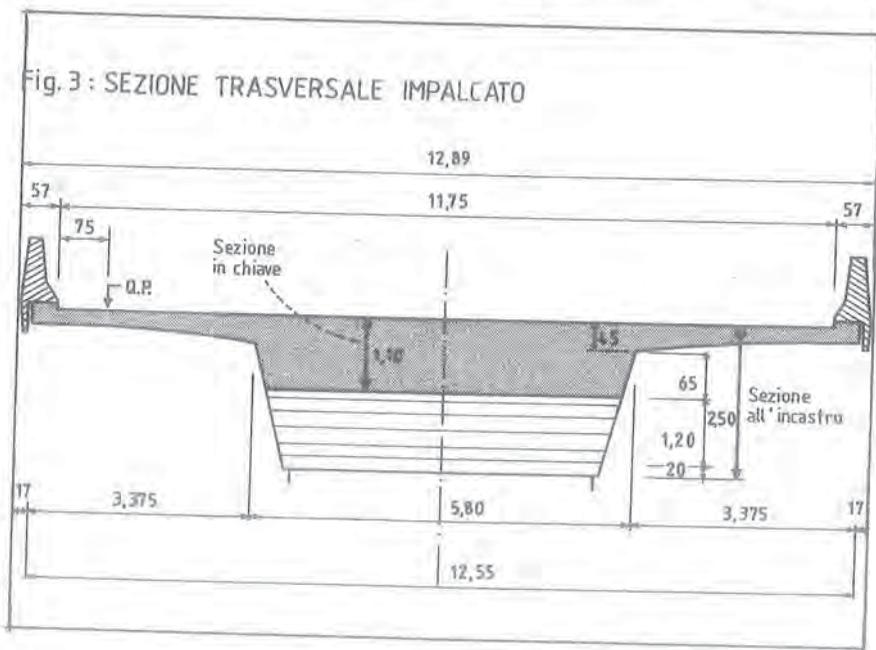


E' stato inoltre previsto lo spazio necessario all'inserimento di una coppia di martinetti che consentano il distacco degli apparecchi d'appoggio dalla sella nel caso se ne rendesse necessaria la sostituzione. Grazie alla flessibilità della parte centrale dell'impalcato tale operazione può essere effettuata agevolmente senza superamento delle tensioni ammissibili.

Le proporzioni geometriche dei setti rendono il tratto superiore delle pile sufficientemente flessibile nei confronti degli spostamenti orizzontali, pur consentendo loro di fornire una notevole reazione alle sollecitazioni flessionali dovute ai carichi verticali. Le pile sono quindi in grado di assorbire con incrementi di sollecitazione contenuti gli spostamenti longitudinali conseguenti alle variazioni di lunghezza dell'impalcato dovute ad azioni termiche, ritiro e viscosità. Nello stesso tempo i due setti offrono una notevole reazione di incastro per le azioni flessionali conseguenti ai carichi verticali, funzionando come una biella tesa e una compressa poste ad interasse di 4,8 metri.

E' stato quindi possibile eliminare completamente gli apparecchi d'appoggio in testa alle pile, e disporre un solo giunto di dilatazione ogni 220 metri.

La sezione trasversale dell'impalcato (Fig. 3) è costituita da una parte centrale di forma trapezoidale, la cui larghezza massima è 5,8 metri, avente spessore variabile tra 2,5 metri in corrispondenza dell'appoggio e



1,1 metri nella zona centrale, e dagli sbalzi laterali, anch'essi di spessore variabile.

La consistenza degli spessori strutturali costituisce una ulteriore garanzia in termini di durabilità dell'opera.

Il funzionamento a telaio del complesso, grazie alla collaborazione delle pile e ai rapporti di rigidezza tra le sezioni in prossimità dell'appoggio e quelle in mezzzeria, ha consentito di raggiungere la luce strutturale di 55 metri, considerevole per il tipo di struttura ed il sistema costruttivo impiegato, pur con una struttura notevolmente sottile nella zona centrale. Risultano soddisfatte in tal modo le necessità contrastanti di garantire frecce di inflessione ridotte sotto l'azione dei sovraccarichi e di sopportare cedimenti differenziali tra le fondazioni dell'ordine di alcuni centimetri senza superare le tensioni ammissibili nei materiali.

Il viadotto è ubicato in una zona classificata dalla normativa vigente come sismica di 2<sup>a</sup> categoria (con grado di sismicità 9).

Le analisi dinamiche effettuate hanno evidenziato che la flessibilità del tratto terminale delle pile fa sì che il periodo principale della struttura sia superiore ad 1,3 secondi già per le pile più basse, quindi al di fuori dei contenuti in frequenza più pericolosi per quanto riguarda le azioni sismiche previste dal regolamento italiano vigente.

Fig. 4: VISTA DELL'ATTREZZATURA IN FASE DI GETTO



Il comportamento d'assieme di impalcato e pile permette alla struttura di resistere alle sollecitazioni sismiche, garantendo riserve di sicurezza adeguate, senza ricorrere a particolari dispositivi per l'assorbimento e la dissipazione dell'energia.

### 2.3. Modalità di costruzione

Il getto dell'impalcato è previsto in opera, per mezzo di una centina mobile a struttura inferiore che, essendo dotata di mensole autoavanti, risulta completamente svincolata dal terreno (Fig. 4).

L'intera gabbia di armatura e le guaine per i cavi di precompressione vengono assemblate fuori opera e trasferite all'interno della centina con un carrello motorizzato. Lo stesso carro posaferrò è dotato di un doppio sistema di getto a nastro che permette il getto dell'intera campata (pari a circa 530 mc) nel giro di 6-7 ore (Fig. 5).

L'attrezzatura è stata realizzata dall'impresa costruttrice appositamente per questo lavoro, in considerazione dell'opportunità di realizzare una luce strutturale maggiore di quelle ottenibili con sistemi analoghi già disponibili, e della possibilità di ammortizzare i costi di montaggio e buona parte dei costi iniziali grazie alla lunghezza del viadotto. Occorre considerare al proposito che i pesi complessivi dell'attrezzatura (centina e carro posaferrò) si aggirano intorno ai 14 MN.

La centina mobile è dotata di impianto di maturazione accelerata a vapore. La produzione ottenibile consiste in una campata ogni 4-5 giorni. L'incidenza di manodopera si pone su livelli competitivi con i più moderni sistemi di costruzione.

L'impalcato a piastra è utilizzato lungo la via ovest fino alla pila 42, mentre il tratto rimanente viene realizzato con struttura e modalità costruttive differenti. È stato quindi studiato un particolare sistema di movimentazione della centina per il cambio di carreggiata che ne prevede il sollevamento sull'impalcato con apposita attrezzatura, il trasporto con carrelli speciali multiasse alla spalla di partenza ed il nuovo posizionamento sulla prima campata della via est.

### 2.4. Aspetti innovativi della precompressione

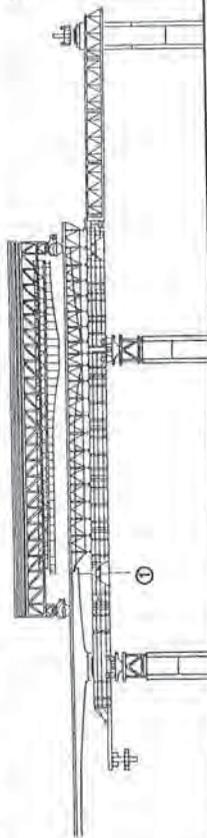
La precompressione longitudinale dell'impalcato è stata realizzata utilizzando cavi di grande sezione composti da 27 trefoli da 0,6", con tiro iniziale massimo pari a 5040 KN.

Una delle innovazioni più importanti introdotte con questa struttura è costituita dall'accoppiamento tra i cavi in corrispondenza del giunto di costruzione tra una campata e la successiva.

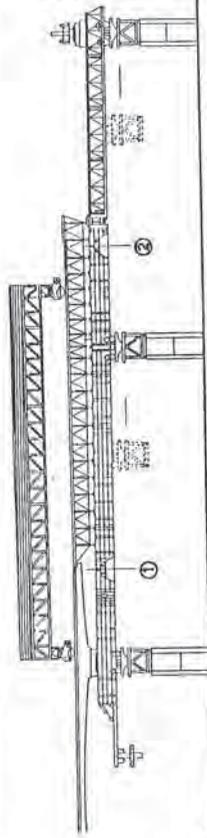
La continuità della campate è ottenuta per sovrapposizione dei cavi nella zona di giunto invece che mediante accoppiamento meccanico degli ancoraggi come avviene usualmente. I cavi di ogni campata che parte da un giunto di costruzione si ancorano nella campata precedente descrivendo un

Fig. 5: LE FASI OPERATIVE PER LA COSTRUZIONE DI UNA CAMPATA

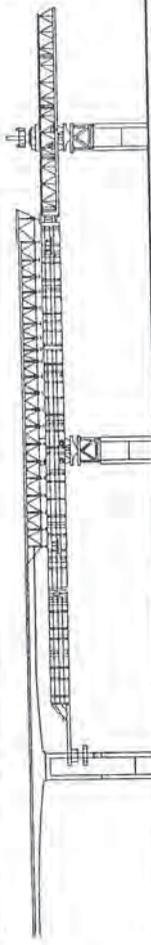
- 1<sup>a</sup> FASE
- Trasporto in opera della gabbia di armatura completa di cavi di precompressione
  - Ancoraggio posteriore della centina ed impalcato
  - Getto matuz, e l'esecuzione dei cavi di precompressione



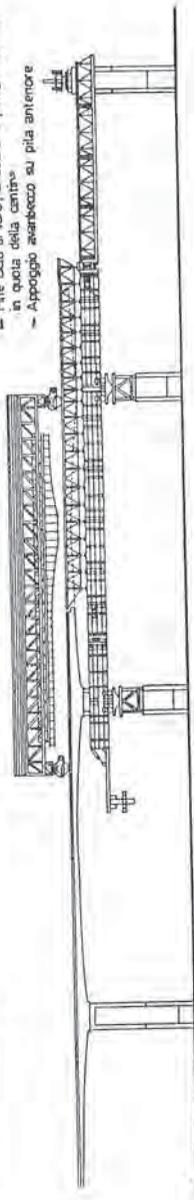
- 2<sup>a</sup> FASE
- Il carro posa-freno tocca nella zona di carico della gabbia di armatura
  - Ancoraggio anteriore della centina ed impalcato
  - Sbloccaggio e varo delle mensole autoportanti
  - Sbloccaggio ancoraggi ① e ②



- 3<sup>a</sup> FASE
- Disarmo verticale e trasversale casseri
  - Varo longitudinale della centina



- 4<sup>a</sup> FASE
- Fine ciclo di varo, chiusura e posizionamento in quota della centina
  - Appoggio astante su pile antenore



semicerchio. In questo modo si è potuta distribuire la ripresa della precompressione su più sezioni evitando il ricorso alle testate di accoppiamento, che presentano il rischio di scorrimenti dei cunei di ancoraggi con effetti negativi sulla durabilità della struttura (Fig. 6).

Si è inoltre eliminata l'operazione di collegamento dei cavi alle testate di accoppiamento e si è dimezzato il numero di trefoli da infilare, con conseguente risparmio di tempo.

Essendo i cavi posti in opera mediante infilaggio dopo la maturazione della campata si è reso necessario l'impiego di attrezzature di spinta di elevata potenza.

Approfonditi studi sono stati condotti per stabilire i raggi minimi di curvatura dei capi di ancoraggio, in relazione al loro diametro e al tipo di guaina. Prima che avvenga la tesatura vera e propria si provvede a mettere leggermente in tensione i singoli trefoli, in modo da garantire che lo sforzo di precompressione applicato successivamente si distribuisca uniformemente tra tutti. Le operazioni di infilaggio e di tesatura dei cavi nelle prime campate vengono inoltre controllate per mezzo di sonde endoscopiche, che consentono di verificare la corrispondenza tra previsioni teoriche e comportamento reale.

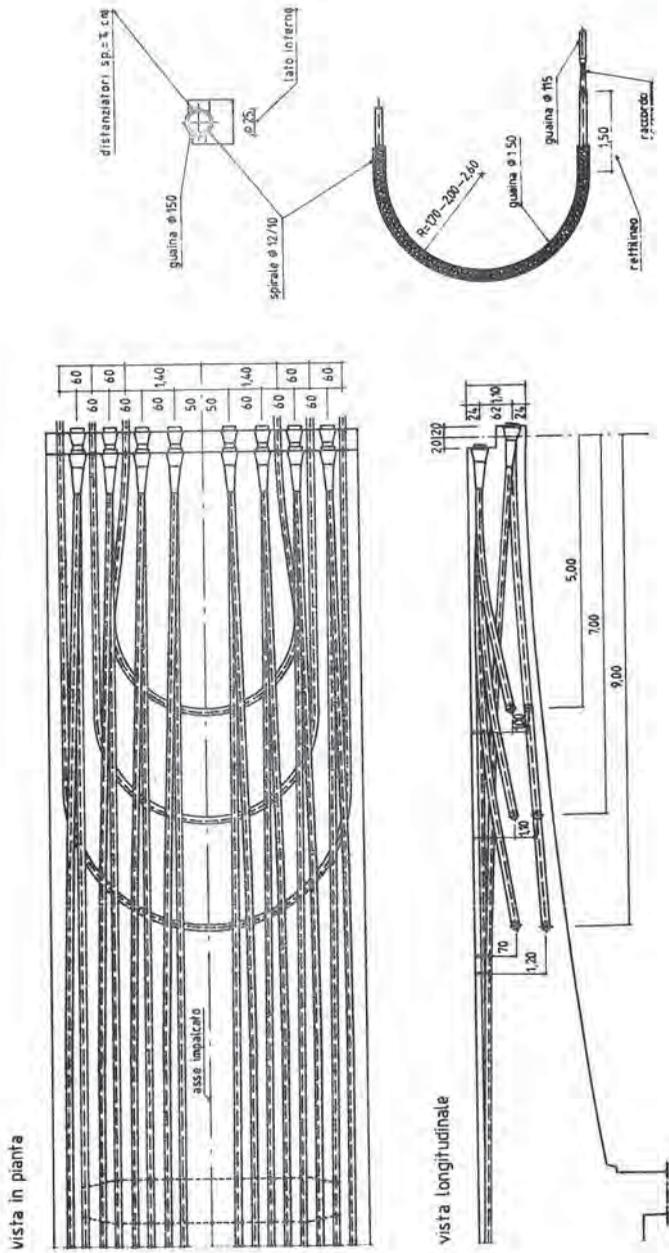
## 2.5. Provvedimenti per il getto del cls con temperature ridotte

Durante il periodo invernale, quando la temperatura esterna nell'area in esame risulta spesso inferiore a 0° C anche in ore diurne, la messa in opera del calcestruzzo richiede alcuni accorgimenti volti ad evitare ritardi nella presa e nell'indurimento dello stesso, con conseguenti effetti negativi sulle resistenze meccaniche e sulla durabilità. I provvedimenti adottati a seguito delle esperienze effettuate nel laboratorio di cantiere comprendono la riduzione del rapporto acqua-cemento, l'aumento della temperatura del calcestruzzo, il riscaldamento e la protezione delle strutture.

La riduzione dell'acqua di impasto è stata ottenuta con l'aumento dell'additivo superfluidificante. In tal modo si è avuta una migliore lavorabilità del calcestruzzo, minore segregazione e maggiori resistenze a breve e lungo termine.

Per mantenere il calore di idratazione del cemento nelle prime 24-48 ore è necessario proteggere le carpenterie e le superfici libere del getto. A questo scopo, tanto nel caso dell'impalcato che delle elevazioni, i casseri sono stati coibentati con fogli di poliuretano espanso, è stata predisposta una tubazione all'interno degli stessi per un'eventuale uso di vapore ed è stata inoltre utilizzata una copertura diretta del getto con telo tipo trevira.

Fig. 6: TRACCIATO DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO DI COSTRUZIONE





### 3. CONCLUSIONI

L'attenzione dei progettisti agli aspetti legati alla morfologia e alla geografia del sito ha consentito di realizzare un'opera di ingegneria, necessaria per risolvere problemi di viabilità, che pur se di grande estensione, è dotata di una tale snellezza nelle proporzioni geometriche da inserirsi con notevole agilità nell'ambiente circostante (Fig. 7). La linea tesa e definita del viadotto a fondovalle sembra sottolineare con intenzione il margine del lago e l'inizio delle pendici del Monte Millifret.

Ciò per confermare che, senza rinunciare alla sperimentazione nelle grandi opere civili, la professionalità di chi costruisce deve, oggi più che mai, confrontarsi con il paesaggio esistente, e può riuscirci con successo.

Al momento di scrivere queste note sono state realizzate 40 campate della via ovest. E' stato inoltre effettuato un collaudo statico in corso d'opera che ha fornito risultati in perfetto accordo con le previsioni teoriche. Si prevede che il lavoro possa essere completato entro la fine del 1992.

CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO ED ADDITIVATO CON FUMI DI SILICE E  
SUPERFLUIDIFICANTI PER L'ARCO ROVESCIO DELLA GALLERIA DI ADDUZIONE  
DELLA CENTRALE IDROELETTRICA ENEL DI CARDANO - BOLZANO

Salvatore TAVANO  
SALVATORE TAVANO S.r.l. - Missaglia



**CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO ED ADDITIVATO  
CON FUMI DI SILICE E SUPERFLUIDIFICANTI  
PER L'ARCO ROVESCIO DELLA GALLERIA DI ADDUZIONE  
DELLA CENTRALE IDROELETTRICA ENEL DI CARDANO - BOLZANO.**

**SALVATORE TAVANO**  
SALVATORE TAVANO S.R.L.  
Via Della Misericordia Nr. 25  
22067 M I S S A G L I A Co  
GRUPPO ADDIMENT ITALIA

**SOMMARIO**

1. PREMESSA
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA
3. STUDIO DEL CALCESTRUZZO
4. MIX DESIGN
5. ESECUZIONE DEI LAVORI
6. CONCLUSIONI

**SUMMARY**

1. INTRODUCTION
2. DESCRIPTION OF WORKS
3. STUDY OF CONCRETE
4. MIX DESIGN
5. EXECUTION OF WORKS
6. CONCLUSION

**1. PREMESSA**

Nell'ambito delle nuove tecnologie per la produzione di calcestruzzi durevoli si stanno imponendo sul mercato mondiale i Fumi di Silice ed i Superfluidificanti come additivi di interesse sempre maggiore.

Esaminando le bibliografie specifiche [1-2-3] si ha un'idea dell'entità di tale interesse.

Il numero di convegni e di articoli scritti negli ultimi 5 anni è enorme; questo interesse è giustificato dalla considerazione che la presenza del Superfluidificante favorisce la dispersione delle particelle di cemento e ancor più di quelle del Fumo di Silice (Fig. 1). Quest'ultimo può agire pertanto come superfiller, consentendo così di realizzare una nuova struttura della pasta cementizia molto più compatta e pressochè priva di pori capillari. A questa elevata compattezza, valutabile con misure di permeabilità, si può imputare il decisivo miglioramento della durabilità delle malte e dei calcestruzzi così realizzati.

Per dare degli esempi numerici: la misura di permeabilità espressa attraverso il coefficiente di Darcy mostra per calcestruzzi ordinari, anche con bassi rapporti a/c, valori di K intorno a 10/-12 m/s mentre, con Fumi di Silice e Superfluidificanti raggiunge valori che vanno da 10/-13 m/s a 10/-14 m/s, ovvero da 10 a 100 volte inferiori.

Con un altro metodo che è quello di sottoporre a pressione d'acqua provini di calcestruzzo di 20 x 20 x 12 cm (Norma DIN 1048) per un ciclo di 5 giorni con pressione variabile da 1 a 7 atmosfere, si possono raggiungere con Fumi di Silice e Superfluidificanti profondità di penetrazione inferiori a 10 mm mentre, con calcestruzzi normali la profondità di penetrazione è almeno di 25-30 mm.

Questo effetto di densificazione della pasta di cemento produce notevoli migliorie sia nel calcestruzzo fresco che indurito, ed in particolare:

- a) Aumenta la coesione dell'impasto che diviene pertanto facile da trasportare, non segregabile e resistente al dilavamento.
- b) Aumenta la resistenza meccanica, in modo particolare la compressione: le rotture interessano anche l'aggregato anzichè la sola interfaccia inerte - pasta di cemento.
- c) Diminuisce la penetrazione degli ioni aggressivi (cloruri, solfati ecc.) e la profondità di carbonatazione riducendo così i rischi di corrosione per le armature (Fig.2) [4-5].
- d) Migliora l'adesione della pasta cementizia agli inerti e alle armature comprese le fibre.

In altre parole vengono migliorate tutte quelle caratteristiche richieste ad un calcestruzzo destinato ad operare dove l'aggressione chimico - fisica è superiore al normale, ad esempio nelle condizioni di esposizione aggressiva o fortemente aggressiva fissati dalla Norma UNI 3981.

Per tali motivi, nella progettazione del calcestruzzo destinato al rifacimento dell'arco rovescio della Galleria di adduzione dell'impianto ENEL di Cardano (BZ), si è fatto ricorso a questi nuovi materiali, che rappresentano

l'evoluzione tecnologica più recente nel campo dei calcestruzzi e ciò in considerazione anche di precedenti esperienze positive in Italia ed all'estero, tra le quali:

- Genesu / Vibrocemento (PG): pavimento ad alta resistenza meccanica e chimica per impianto di compostaggio rifiuti solidi ed urbani;
- Calabria: ripristino dell'arco rovescio di una galleria di derivazione nell'impianto idroelettrico ENEL di Timpa Grande con calcestruzzi e malte fibrorinforzate;
- Conceria Alfredo Motta / Monza (MI): pavimento fibrorinforzato ad alta resistenza meccanica e chimica;
- Gulfaks : piattaforme petrolifere norvegesi.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Poco a monte di Bolzano, nelle vicinanze di Cardano, lungo la valle dell'Isarco, si erge la centrale "CARLO CICOGNA" che utilizza le acque del suddetto fiume con una portata massima derivata di 90 m<sup>3</sup>/s e con un dislivello geodetico totale di 183 m.

L'opera di presa é corredata di un bacino di decantazione della capacità di 290.000 m<sup>3</sup> che ha altresì ufficio di parziale accumulazione giornaliera. Di qui l'acqua é convogliata alla camera di carico della centrale per mezzo di una galleria a pelo libero lunga 14.843 m.

La camera di carico dell'impianto é costituita dallo ultimo tratto di galleria, lungo circa 1.230 m, di sezione molto maggiore di quella del canale adduttore e da una vasca all'aperto da cui partono le condotte (Fig.3).

Nel corso degli anni l'erosione dovuta al flusso ed al trasporto solido di entrambe le gallerie ha prodotto un forte degrado.

L'ENEL per assicurare la perfetta efficienza ed esercire in modo ottimale l'impianto, programmò nel mese di Dicembre 1939 un intervento di manutenzione straordinaria avente come obiettivo il rifacimento dell'arco rovescio delle due gallerie, le cui sezioni sono riportate nelle Fig. 4-5.

La Fig. 6 riporta lo schema di intervento previsto: una nuova platea rinforzata di 20 cm ammorsata nei piedritti e realizzata in aderenza alla vecchia platea opportunamente fresata per uno spessore di circa 8 cm.

## 3. STUDIO DEL CALCESTRUZZO

Della messa a punto del particolare calcestruzzo richiesto (poco permeabile, resistente ai solfati ed all'erosione, e con una sufficiente resistenza flessionale

per far fronte alle modeste sollecitazioni della roccia), l'ENEL incaricò il proprio Centro di Ricerche Idrauliche e Strutturali (CRIS) che utilizzò per le prove preliminari i seguenti materiali:

### 3.1 Cementi

Per quanto riguarda il legante fu programmato senz'altro l'uso di un cemento pozzolanico in quanto notoriamente più resistente alla penetrazione degli ioni solfato. Fu inoltre scelta la classe 425 in relazione alle resistenze del calcestruzzo relativamente elevate richieste dal capitolato.

### 3.2 Fumi di silice

Per migliorare ulteriormente la resistenza chimica del calcestruzzo e ridurre la permeabilità si decise di fare ricorso al Fumo di Silice nella quantità del 10% in peso del cemento [6]. Il Fumo di Silice o Silica Fumes è una silice attiva colloidale ottenuta durante un processo metallurgico per la produzione di silicio o ferro silicio (Fig. 7).

Il prodotto si differenzia notevolmente dalle cenere volanti di carbone come si può osservare dalle caratteristiche chimico-fisiche (Fig. 8).

La finezza di questo materiale estremamente elevata (0,1 - 0,2 Micron) consente di ottenere calcestruzzi molto compatti (effetto Filler) (Fig. 9-10).

Inoltre, trattandosi di silice amorfa, presenta una attività pozzolanica estremamente elevata che consente di aumentare, oltre la resistenza meccanica, soprattutto la resistenza chimica dei calcestruzzi [7].

### 3.3 Additivo superfluidificante

La necessità di confezionare calcestruzzi poco permeabili e quindi a basso rapporto acqua/cemento impose l'uso di un additivo Superfluidificante.

Fu scelto l'ADDIMENT FM 95, a base di naftalensolfonato, con un'azione fortemente disperdente e quindi particolarmente idoneo negli impasti contenenti particelle molto fini che tendono all'agglomerazione come i Fumi di Silice. Il dosaggio consigliato per questo prodotto è compreso tra 0,5 e 3,0% sul peso del cemento (Fig. 11). Nel caso specifico fu impiegato al dosaggio del 2,50% in peso sul peso del cemento con aggiunta del Fumo di Silice.

### 3.4 Aggregati

Furono scelti aggregati alluvionali del luogo e furono utilizzate curve granulometriche con diametro massimo di 15 mm e di 25 mm.

### 3.5 Fibre metalliche

La necessità di aumentare la resistenza all'erosione ed all'urto consigliò l'uso di Fibre d'acciaio. Dopo una serie di prove preliminari la scelta cadde sulle fibre DRAMIX ZC 50/50 di lunghezza 50 mm, diametro 0,50 mm, rapporto L/D = 100 e con un nr. di fibre/Kg. pari a 11.700.

Tale scelta fu dettata tra l'altro dalla considerazione che questo tipo di fibra è in grado di ben distribuirsi nel conglomerato grazie alla particolare confezione brevettata che raggruppa più fibre insieme con un collante solubile nell'acqua d'impasto.

## 4. MIX DESIGN

Sulla base delle considerazioni sopra esposte e degli esiti delle prove di laboratorio, la composizione del calcestruzzo utilizzata in cantiere fu la seguente:

Cemento Pozzolatico 425	400 Kg./m <sup>3</sup>
Sabbia 0 - 3 mm	845 Kg./m <sup>3</sup>
Ghiaia 4 - 8 mm	254 Kg./m <sup>3</sup>
Ghiaia 8 - 15 mm	591 Kg./m <sup>3</sup>
Acqua	180 Lt./m <sup>3</sup>
Additivo ADDIMENT FM 95	9 Lt./m <sup>3</sup>
Fumi di Silice SILICOLL	40 Kg./m <sup>3</sup>
Fibre DRAMIX ZC 50/50	50 Kg./m <sup>3</sup>
	<u>2.369 Kg./m<sup>3</sup></u>
	=====

Consistenza misurata con il cono di Abrams: 10-18 cm.

Fu scelto per gli aggregati, il diametro massimo di 15mm per ottenere, con una maggiore omogeneità della matrice, una più elevata resistenza all'erosione.

## 5. ESECUZIONE DEI LAVORI

I lavori iniziarono nel Dicembre 1989 e terminarono nel mese di Marzo del 1990.

In questo periodo furono messi in opera circa 13.000 m<sup>3</sup> di calcestruzzo su 12.500 m. di galleria.

La stesura fu effettuata mediante la staggiatura manuale utilizzando calcestruzzo con consistenza plastico-fluida. La resistenza caratteristica del calcestruzzo a 28 giorni fu di 500 Kg/cm<sup>2</sup> con una resistenza media di 580 Kg/cm<sup>2</sup>.

Le prove di erosione, eseguite sui campioni prelevati nell'ultima fase di getto, secondo un metodo messo a punto dal Corpo degli Ingegneri degli Stati Uniti d'America, hanno fornito una profondità media di erosione di 1mm, conforme ai valori ottenuti in precedenti prove su malte fibrocimentate impiegate in applicazioni analoghe [8].

Tutto il lavoro comportò l'utilizzo -tra l'altro- di:

650 tonnellate di Fibre DRANIX ZC 50/50

520 tonnellate di Fumi di Silice SILICOLL

117.000 litri di additivo ADDIMENT FM 95

Le Fig. 12-13-14 mostrano lo stato della galleria prima, durante e dopo l'intervento.

## 6. CONCLUSIONI

Questo lavoro è un esempio di come organizzando opportunamente il cantiere, è possibile trasferire nella pratica comune quei risultati molto spesso ottenuti solo in laboratori e realizzare calcestruzzi con proprietà non comuni sia in termini di prestazioni meccaniche che di durabilità.

L'autore ringrazia l'ENEL DPT/SOIC di Venezia che ha progettato e diretto i lavori; l'ENEL CRIS di Milano e l'ENEL 1° GIR di Bolzano, nonché l'impresa COSIAC S.p.a. di Palermo esecutrice dei lavori.

## ILLUSTRAZIONI

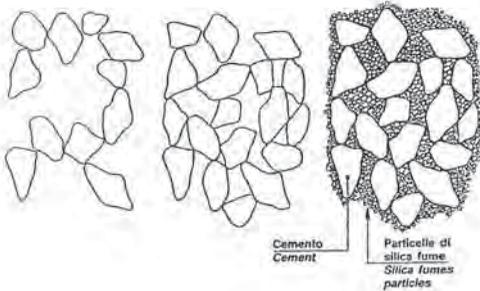


Fig. 1 - Struttura della pasta di cemento allo stato fresco; da sinistra: cemento Portland; cemento Portland+Superfluidificante; cemento Portland + Superfluidificante + Fumi di Silice.

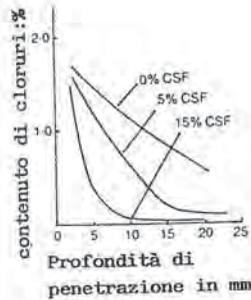


Fig. 2 - Penetrazione dei cloruri nella pasta di cemento in relazione al contenuto di Fumo di Silice con una esposizione alla acqua marina per 6 Mesi. Il dosaggio è in percentuale sul peso del cemento.

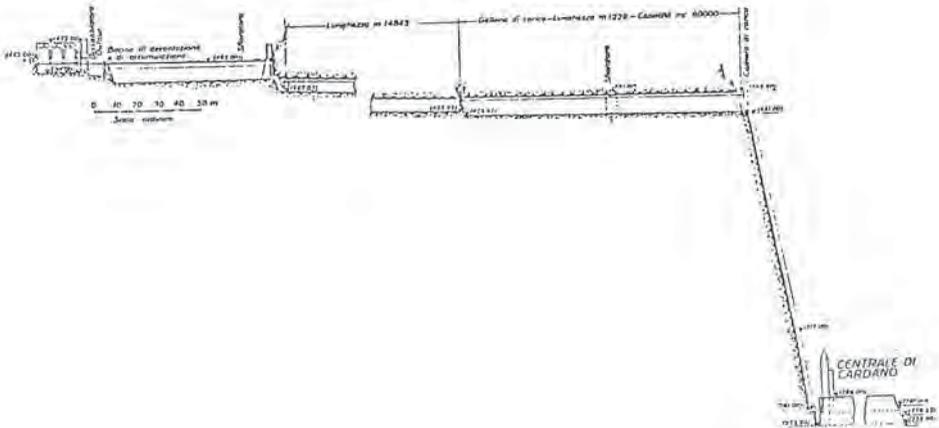


Fig. 3 - Schema idraulico Centrale di Cardano.

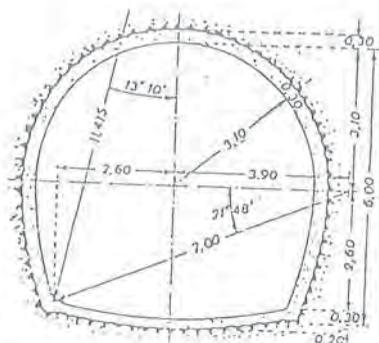


Fig. 4 - Sezione normale della galleria di adduzione.

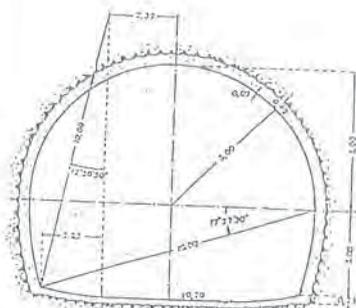


Fig. 5 - Sezione galleria di accumulazione.

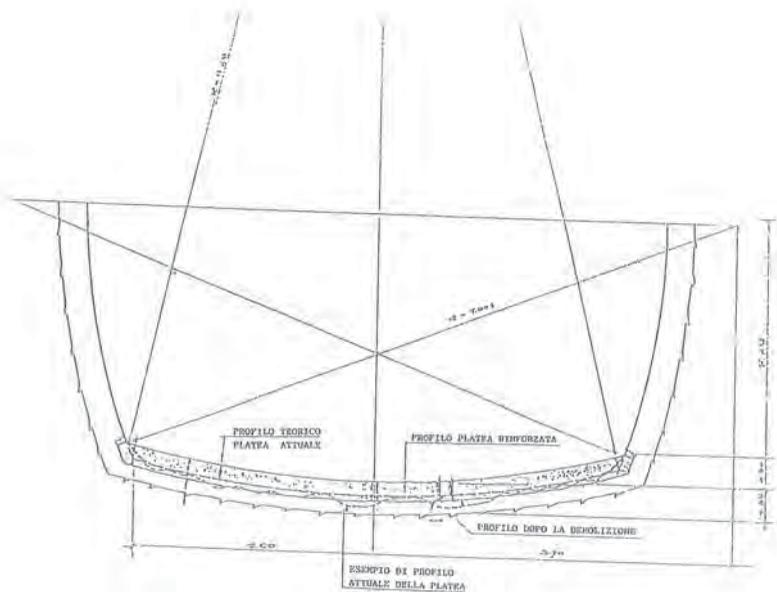


Fig. 6 - Profilo della pavimentazione prima e dopo il fenomeno di erosione, e quello nuovo previsto dal progetto di risanamento.

Costituenti <i>Constituents</i>	Si metallico <i>Si metal</i>	90% FeSi	74% FeSi
SiO <sub>2</sub>	94-98	92-95	86-90
SiC	0,20-1,00	0,2-0,5	0,1-0,4
C	0,20-1,30	0,5-1,2	0,8-2,3
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,02-0,15	0,2-0,8	0,3-1,0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,10-0,40	0,4-1,0	0,2-0,6
CaO	0,08-0,30	0,1-0,5	0,2-0,6
MgO	0,30-0,90	0,5-1,2	1,0-3,5
Na <sub>2</sub> O	0,10-0,40	0,2-0,7	0,8-1,8
K <sub>2</sub> O	0,20-0,70	1,0-0,5	1,5-3,5
Altri - <i>Other</i>	0,10-0,50	0,4-0,8	0,5-0,9
Perdita al fuoco - <i>L.o.i.</i>	0,80-1,5	0,7-2,0	2,0-4,0

Fig. 7 - Analisi chimiche dei Fumi di Silice derivanti dalla produzione di silicio e leghe ferro-silicio.

	Fumo di silice <i>Silica fume</i>	Cenere volante <i>Fly ash</i>
Finezza - <i>Fineness Blaine</i>	200-250 × 10 <sup>3</sup>	3-7,5 × 10 <sup>3</sup>
SiO <sub>2</sub> %	86-98	30-50
Peso specifico delle particelle - <i>Specific particle weight kg/dm<sup>3</sup></i>	2,2	1,9-2,4
Peso specifico in mucchio <i>Volume weight kg/dm<sup>3</sup></i>	0,20-0,25	0,6-0,8

Fig. 8 - Confronto tra alcune caratteristiche chimico-fisiche del Fumo di Silice e della cenere volante.

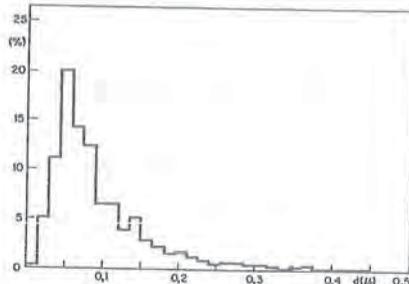
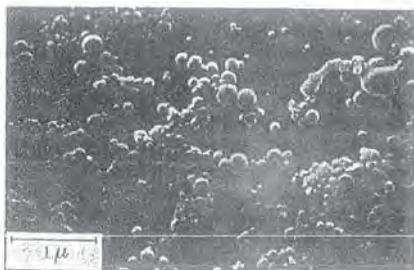


Fig. 9 - Microfotografia al microscopio elettronico del Fumo di Silice. Fig.10 - Tipica analisi granulometrica di un Fumo di Silice.

Colore.....	marrone scuro
Stato fisico.....	liquido
Miscibilità.....	in acqua, in tutti i rapporti
Densità.....	1.20 Kg/dm <sup>3</sup>
Temperatura d'impiego .....	da +1°C
Stoccaggio .....	proteggere dal gelo e dal forte irraggiamento solare
Azione fisiologica .....	neutrale
Stabilità .....	in contenitore chiuso 3/4 di anno
Dosaggio.....	0,5%-3,0%

Fig. 11 - Caratteristiche chimiche dell'ADDIMENT FM 95 -Naftalensolfonato modificato-.

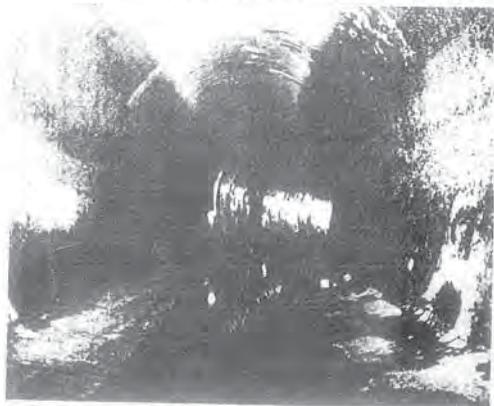


Fig.12 - Stato della galleria all'inizio dei lavori.

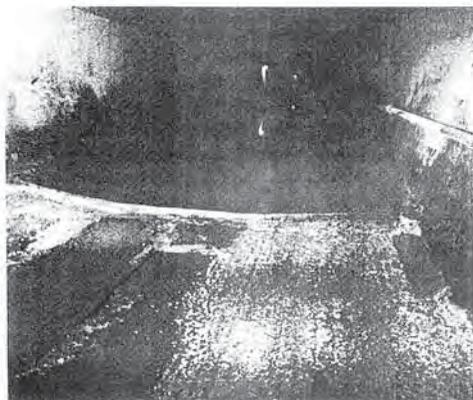


Fig.13 - Avanzamento dei lavori:  
in primo piano la scarificazione  
della vecchia platea; in secondo  
piano il nuovo getto in CFR.

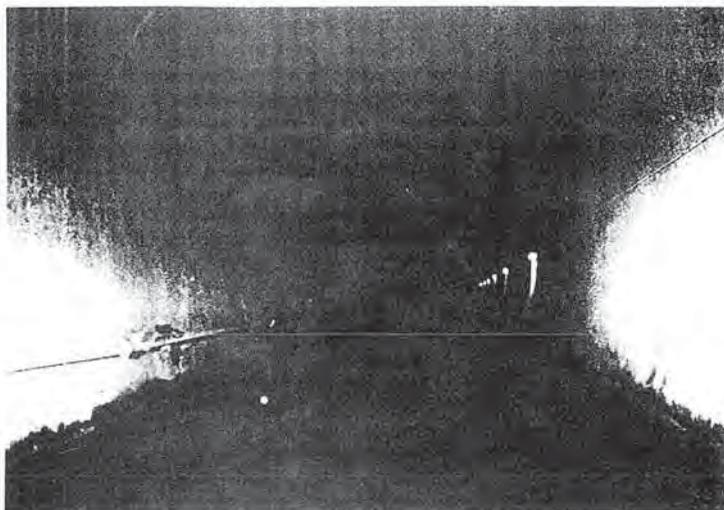


Fig.14 - Galleria a lavori ultimati.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] First International Conference on "The use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-Products in Concrete", Montebello (Canada), Agosto 1983
- [2] First International Symposium on "Utilization of High Strength Concrete", Stavonger (Norvegia), Giugno 1987
- [3] Third International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Ottawa (Canada), Ottobre 1989
- [4] GAUTEFALL O. "Modifisert Portlandsement" FBC/SINTEF, Norwegian Institute of Tecnology, Trondheim, 1984, Arbeidsnotat, Prosjekt Nr. 651357.00, Notat Nr. 6 (In Norwegian)  
F.I.P.State of Art Report "Condensed Silica Fume in Concrete", 1988, THOMAS TELFORD/LONDON publication, 1988, pp.30-31.
- [5] BACHE H.H. "Densified cement-ultra fine particle-based materials", 2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa (Canada), 10-12 Giugno 1981.
- [6] HOLLAND, T.C. KRYSA, A., LUTHER, M.D., LIU, T.C.: "Use of Silica Fume Concrete to Repair Abrasion- Erosion Damage in the Kinzua Dam Stilling Basin"; 2nd International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, ACI Publication SP91 V.2, Madrid, Aprile 1986, pp. 841-863
- [7] BERRA, M., TAVANO, S.: "Proprietà di miscele cementizie contenenti Fumo di Silice condensato (Condensed Silica Fume)", Convegno AITEC: Il cemento e il calcestruzzo negli anni '80, Parma, Ottobre 1985.
- [8] BERRA, M., FERRARA, G., TAVANO, S.: "Uso di Fumi di Silice nel ripristino dei danni da erosione in una galleria di derivazione in calcestruzzo", Convegno AITEC: La durabilità delle opere in calcestruzzo, Padova, 8-9 Ottobre 1987, pp.211-221.

SOTTOPASSO CARRABILE DELLA LINEA FERROVIARIA VENEZIA-TRIESTE  
A MESTRE

Salvatore VENTO  
Ufficio Tecnico - Comune di Venezia

Massimo BOTTACIN  
Studio Tecnico di Progettazione - Mestre-Venezia



**SOTTOPASSO CARRABILE DELLA LINEA FERROVIARIA VENEZIA-TRIESTE A MESTRE**

**Salvatore VENTO**  
Ingegnere civile  
Ufficio Tecnico Comune di  
VENEZIA

**Massimo BOTTACIN**  
Ingegnere Civile  
Architetto  
Studio Tecnico di Progettazione  
MESTRE-VENEZIA

**SOMMARIO**

L'articolo descrive il sottopasso prefabbricato della linea ferroviaria Venezia-Trieste realizzato con la tecnologia di posa in opera "a spinta" senza interruzione del traffico sui binari, in presenza di falda idrica con i problemi di impermeabilizzazione per garantire durabilità alle strutture.

**SUMMARY**

This paper describes a prefabricated road subway for the Venice-Trieste railway line, constructed using a technology by which it was "driven into place" to avoid interrupting the railway traffic, and overcoming waterproofing problems due to the existence of the water bed in order to ensure durability for the structure.

## 1. INTRODUZIONE

Il sottopasso carrabile sulla via Terraglio al km. 2 - 773 della linea ferroviaria Venezia-Trieste fa parte del più vasto progetto per l'eliminazione dei passaggi a livello nella ristrutturazione della viabilità cittadina di Mestre.

La scelta della soluzione sottopasso è stata dettata da considerazioni di carattere tecnico oltre che estetico ambientale, risultando una struttura di sovrappasso in elevazione difficilmente raccordabile con la viabilità in piano esistente, nonostante che la natura dei terreni e la presenza molto superficiale della falda idrica ne ostacolassero l'esecuzione ed aggravassero i problemi di manutenzione e durabilità.



Fig. 1 - Planimetria generale

Il sottopasso è costituito da un tratto sotterraneo di 47,5 m in corrispondenza dei binari e dalle rampe a cielo aperto per una lunghezza totale complessiva di circa 300 m ; la pendenza longitudinale massima è dell'8 % ed i raccordi altimetrici convessi e concavi hanno rispettivamente raggi di curvatura di 478 m e 300 m.

La carreggiata stradale ha una larghezza di 7,50 m con banchine laterali di 60 e 55 cm ; l'altezza minima nel sottopassaggio è di 5,00 m.

Parallelo alla sede viabile, con le stesse pendenze, ma sopraelevato rispetto ad essa per ragioni di sicurezza e per consentire il sottopasso della linea ferroviaria ai servizi tecnologici contenuti nel cunicolo sottostante, vi è un percorso pedonale collegato al livello di superficie anche con rampe di scale subito a monte ed a valle del sottopasso. Nel tratto interno al sottopasso l'altezza è di 2,50 m e al parapetto è affiancata una



Fig. 2 e 3 - Vedute delle rampe al sottopasso

barriera di lastre di policarbonato con lo scopo di preservare i pedoni dagli scarichi diretti dei veicoli in transito.

## 2. NATURA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Schematicamente la natura stratigrafica è la seguente: al di sotto di un paio di metri di terreno di riporto è situato un banco sabbioso limoso poco addensato ad andamento lenticolare; dai 4 ai 10 metri di profondità si incontrano: sabbia e limo sabbioso che si alternano a sottili livelli coesivi moderatamente consistenti; dai 10 ai 24 metri si incontra un banco sabbioso limoso moderatamente addensato, interessato da un sottile livello argilloso limoso, quindi limi argillosi e di nuovo sabbia limosa. Il livello della falda nel terreno è a circa 1.50 m di profondità, e naturalmente costituisce il problema più rilevante per l'esecuzione dell'opera.

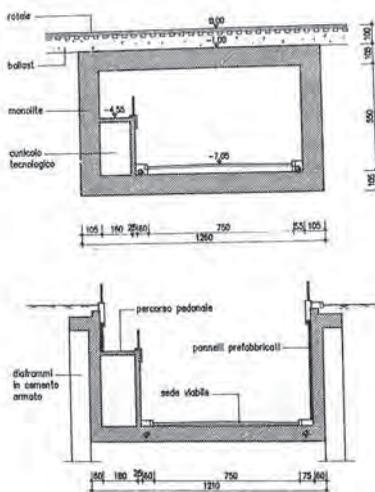


Fig. 4 - Sezioni

### 3. SOLUZIONE TECNICA ADOTTATA E FASI DI REALIZZAZIONE

La tecnica adottata per la realizzazione del sottopasso dell'importante linea ferroviaria esistente senza interrompere il normale traffico dei convogli è quella della realizzazione fuori opera di un manufatto prefabbricato in cemento armato (Monolite) e successiva spinta dello stesso sotto i binari, mediante martinetti oleodinamici.

Le fasi di realizzazione comprendono innanzitutto la costruzione di pareti continue di diaframmi di c.a. gettati in opera in presenza di fanghi bentonitici, in parte contrastati in testa ed in parte liberi, della lunghezza massima di 24.00 m, opportunamente approfonditi per contrastare la filtrazione idrica e disposti planimetricamente in vasche a perimetro chiuso per consentire l'esecuzione al loro interno degli scavi per la realizzazione del Monolite e delle rampe di accesso al sottopasso. Ciò in funzione delle caratteristiche geotecniche del suolo e soprattutto data l'ubicazione dell'opera in prossimità di edifici e la presenza molto superficiale della falda che ne sconsigliavano l'abbassamento artificiale.

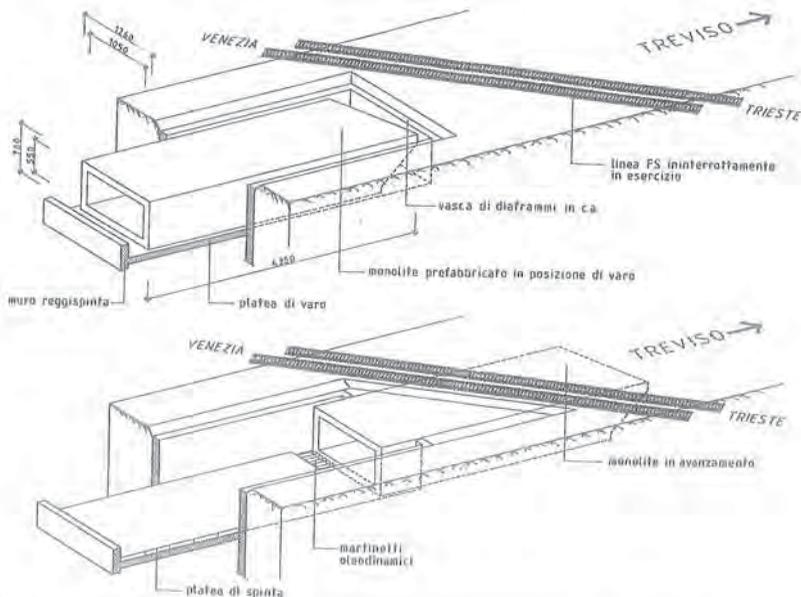


Fig. 5 - Schema delle operazioni di posizionamento del monolite



Fig. 6 e 7 - Costruzione rampe a cielo aperto

Nella prima vasca in prossimità della sede ferroviaria, alla profondità di 9.60 m dal piano campagna, è stata realizzata una platea in c.a. di 1 metro di spessore costituente la base d'appoggio per la costruzione del monolite ed il piano per lo scorrimento e la guida dello stesso, dotata di muro reggispinta su cui contrastano i martinetti nella fase di traslazione.

Si è poi proceduto alla costruzione del Monolite: una struttura scatolare in cemento armato avente dimensioni esterne di 12.60 m di larghezza per 7.60 m di altezza, lunghezza di 43.50 m e spessore costante di 1.05 m, con il lato di infissione inclinato a 45 gradi ed il perimetro sagomato a tagliente.

Nella fase seguente, dopo la demolizione della parete in diaframmi antistante la ferrovia, si è proceduto all'infissione del monolite del peso complessivo di circa 4000 tonnellate mediante la spinta di trenta martinetti oleodinamici suddivisi in tre gruppi funzionanti contemporaneamente, ma anche in maniera autonoma per correggere eventuali rotazioni della struttura.



Fig. 8 - Platea di varo Monolite



Fig. 9 - Monolite in costruzione



Fig. 10 - Travi di scorrimento

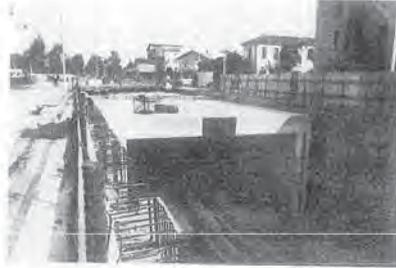


Fig. 11 - Fase di spinta

Una serie di travi metalliche IPE 600 accoppiate disposte sotto le traversine, appoggiate tramite l'interposizione di rulli di scorrimento sulla soletta superiore del Monolite e dal lato opposto sul terreno, permette di sostenere i binari durante le operazioni di in fissione senza interrompere il traffico ferroviario.

La protezione idraulica del fronte di avanzamento nella zona dei binari durante la fase di spinta è stata ottenuta con due pareti longitudinali continue costituite da pali CCP accostati, iniettati ad alta pressione della lunghezza di 16 m.

Completata l'infissione del Monolite si è proceduto alla realizzazione delle rampe di raccordo costituite da strutture ad "U" composte da solette e pareti gettate contro i diaframmi.

La sigillatura della ripresa del getto tra parete e soletta è stata effettuata con l'inserimento di cordolo water-stop espansivo a base di bentonite sodica e gomma butilica.

Il problema del galleggiamento ad opera della sottopressione idrostatica è stato superato collegando le pareti delle vasche ad "U" con la sommità dei diaframmi in cemento armato, aumentando così il carico gravante ed ottenendo un idoneo coefficiente di sicurezza.



Fig. 12 - Martinetti oleodinamici



Fig. 13 - Monolite posizionato

Davanti alle pareti delle rampe, scostati di alcuni centimetri, sono stati posizionati pannelli grecati in cemento armato, autoportanti, che consentono la circolazione d'aria e la raccolta alla base di eventuali infiltrazioni d'acqua canalizzate alla rete di drenaggio principale.

A fianco del monolite, sul lato verso Mestre, per permettere l'accesso carrabile all'insediamento residenziale situato ad ovest, è stato posto un impalcato di 13.70 m di luce e 8.70 m di larghezza, realizzato con travi rettangolari precomprese affiancate e soletta collaborante per uno spessore complessivo di 65 cm.

Invece sul lato verso Treviso, per consentire al traffico proveniente da via San Damiano di immettersi sul Terraglio, è stato realizzato, staccato dal monolite ed inclinato di 15 gradi, un ponte di prima categoria, sempre costituito da travi precomprese affiancate e soletta di completamento con luce in obliquo di 12.00 m e larghezza di 11.00 m.

I bordi degli impalcati e le sommità delle pareti delle rampe sono state completate da

un coronamento in pannelli prefabbricati di c.a. e parapetti in profilati di acciaio zincato a caldo affiancati, nei tratti pedonali sovrastanti la sede viabile del sottopasso, da barriere di protezione in lastre trasparenti di policarbonato dell'altezza di 2 metri.



Fig. 14 - Ponte lato Treviso



Fig. 15 - Ponte lato Treviso

#### 4. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE METEORICHE

Le acque meteoriche di sgrondo delle rampe stradali e delle rampe pedonali, intercettate da più canalette grigliate trasversali e le eventuali infiltrazioni, sono convogliate da tubazioni inserite nelle solette rispettivamente a due impianti di sollevamento situati alla



Fig. 16 - Accesso sottopasso



Fig. 17 - Scala percorso pedonale

base delle rampe, da una parte e dall'altra del sottopasso.

La portata complessiva relativa alla massima intensità di pioggia è stata calcolata in 117 lt/sec ed in entrambe le centraline di sollevamento sono state installate due elettropompe della portata di 60 lt/sec ciascuna con prevalenza di 13 m dovendo alzare l'acqua alla quota della rete fognaria urbana. Pertanto nel caso di avaria di uno dei due impianti, la coppia di pompe dell'altra centralina è dimensionata per sollevare l'intera portata bianca; per questa eventualità i pozzetti dei due impianti sono comunicanti con tubazioni sotto il piano stradale attraverso il sottopasso.

Ciascuna pompa ha 11,2 KW e di assorbimento ed è alimentata normalmente dalla rete elettrica Enel ma anche, in caso di emergenza, da un gruppo elettrogeno posizionato in superficie.

##### 5. ACCORGIMENTI PER GARANTIRE DURABILITA' AL MONOLITE

Essendo la struttura completamente interrata in presenza d'acqua, per esigenze di durabilità, in ordine alle condizioni ambientali caratterizzate da ambiente moderatamente aggressivo, alla natura delle azioni ed al tipo di armatura poco sensibile alla corrosione, il calcolo di verifica delle sezioni della struttura è stato effettuato allo stato limite di fessurazione secondo il codice modello CEB FIP con valore nominale  $W_2 = 0.2 \text{ mm}$ . L'armatura resistente è disposta su due strati con copriferro rispettivamente di 4.5 e 10 cm ed è stato adottato calcestruzzo di classe Rbk = 30 N/mm<sup>2</sup>.

Per ridurre la fessurazione da ritiro idraulico il calcestruzzo è stato confezionato con l'impiego combinato di additivo superfluidificante e di agente espansivo. La stagionatura dei getti è stata effettuata mantenendo bagnato il calcestruzzo e protetto

dall'evaporazione con teli impermeabili per quattro giorni.

A circa un mese di distanza dal completamento dei getti le pareti del Monolite sono state impermeabilizzate con l'applicazione a pennello sulla superficie esterna di un primer a solvente ad impregnazione, mentre l'impermeabilizzazione della soletta di copertura, soggetta a maggiori sollecitazioni meccaniche in fase di spinta del monolite per lo scorrimento delle travi metalliche di sostegno dei binari, è stata effettuata con una resina epossidica bicomponente, ripresa a spostamento completato nei punti deteriorati.

La soletta inferiore è stata trattata internamente prima della posa della sovrastruttura stradale con bitume elastomerizzato.

### 5.1 COMPOSIZIONE E CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO MONOLITE

- Slump : 22 cm
- Cemento 325 Portland : 340 kg/mc
- Inerti asciutti diametro max 25-27 mm : 1900 kg
- Acqua : 170 lt/mc
- Rapporto Acqua/Cemento : 0.5
- Rapporto Inerte/Cemento : 5.6
- Resistenza a compressione ad 1 giorno : Rmb = 9 MPa
- Resistenza a compressione a 28 giorni : Rmb = 36 mpa
- Ritiro a 6 mesi : 380  $\mu$ /m
- Superfluidificante a base di polimero di naftalensolfonato (NSP) : 3.4 lt
- Agente espansivo a base di clinker speciale ricco in calce libera : 25 kg

Progettisti :

Ing. Arch. MASSIMO BOTTACIN - Mestre  
Prof. Ing. MARIO ZAMBON - Rovigo

Direzione Lavori :

Ing. SALVATORE VENTO - Ufficio Tecnico  
Comune di Venezia

Impresa costruttrice :

C.I.F.A. s.p.a. - Rovigo  
(Gruppo FURLANIS)



Fig. 18

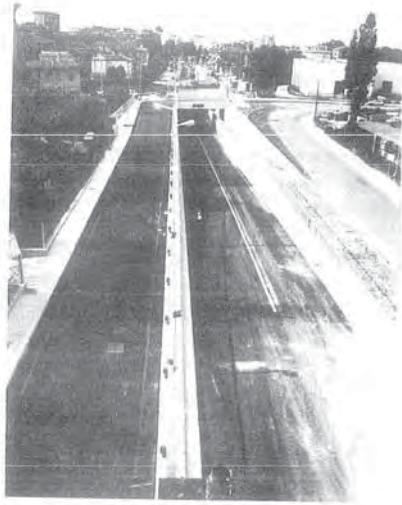


Fig. 19



Fig. 20

**L'EVOLUZIONE DELLE COSTRUZIONI DI C.A. E C.A.P.**

**- aspetti normativi e ambientali**

Presidente di sessione: dott. ing. Giuseppe D'AMORE

Relatore generale: prof. ing. Luca SANPAOLESI



APPLICAZIONE DEI C.N.D. NELLA DIAGNOSI E NEL CONTROLLO DI  
QUALITA' DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.  
METODOLOGIE ED ESPERIENZE

Dario ALMESBERGER - Iztok SMOTLAK  
SER.CO.TEC. s.r.l. - Trieste



## APPLICAZIONE DEI C.N.D. NELLA DIAGNOSI E NEL CONTROLLO DI QUALITA' DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P METODOLOGIE ED ESPERIENZE

dott.ing. Dario ALMESBERGER  
dott.ing. Iztok SMOTLAK

SER.CO.TEC. srl - TRIESTE

### SOMMARIO

Nella memoria i relatori affrontano la problematica dei C.N.D. (controlli non distruttivi) impiegati nella diagnosi delle strutture nel campo dell'ingegneria civile. Dopo un esame delle normative vigenti e dell'affidabilità di questo tipo di indagini vengono presentate alcune esperienze interessanti conseguite direttamente su opere al vero. Tra queste rivestono particolare importanza le indagini subacquee eseguite sulle fondazioni del più grande ponte ad arco in c.a. al mondo.

### SUMMARY

The speakers deal with the problems of NDT (Non Destructive Testings) used in the analysis of buildings in the field of civil engineering. Following on an accurate examination of the regulations in force and of the reliability of such testings, some interesting results of testings carried out on actual buildings are reported. Among these, the results of the underwater testings carried out on the foundations of the world's biggest RC arch bridge are particularly important.

## 1. PREMESSA

### 1.1. Importanza dei controlli non distruttivi

L'evoluzione tecnologica nel campo delle costruzioni ha portato in tempi recenti ad uno sviluppo di nuove tecniche di controllo atte a determinare l'affidabilità e la sicurezza delle strutture.

A questo proposito rivestono particolare importanza i metodi di controllo non distruttivi che tendono attualmente ad imporsi anche nel campo dell'ingegneria civile ed in particolare nel settore delle strutture in c.a. e c.a.p.. Nell'ambito delle realizzazioni industriali tali tecniche sono infatti già largamente diffuse, mentre nel campo dell'edilizia civile la loro applicazione risulta ancora estremamente limitata.

L'affinamento dei metodi di calcolo, le innovazioni tecnologico-costruttive e la ricerca di ulteriori economie nella realizzazione delle costruzioni stanno portando l'attuale pratica costruttiva a soluzioni sempre più spinte verso i limiti delle possibilità realizzative. Con lo sviluppo dell'industrializzazione edilizia, questa situazione impone automaticamente, in tempo reale, il controllo di qualità dei manufatti in tutte le fasi di esecuzione e ciò è reso possibile solamente attraverso l'applicazione di prove non distruttive.

Nel caso di strutture esistenti che hanno subito nel tempo un degrado o cambiamento di destinazione d'uso a causa di fattori accidentali non previsti in sede di progetto, la diagnosi dello stato effettivo porta alla definizione della tecnica di intervento più appropriata per il restauro o consolidamento delle stesse (strumento indispensabile per il progettista ai fini della valutazione della resistenza residua, attacchi fisico-chimici, proprietà meccaniche effettive).

L'importanza dei metodi non distruttivi nel campo strutturale si trova in Italia attualmente ancora in secondo piano rispetto alle tradizionali prove distruttive (p.es. prove a compressione su provini cubici o cilindrici). E' comunque sottinteso che le prove tradizionali hanno un significato convenzionale, in quanto portano ad una valutazione non intrinseca dello stato dei manufatti, caratterizzati a sua volta da una serie di variabili valutabili solamente attraverso opportune indagini in sito. Viceversa, con l'affinarsi dei metodi di calcolo cresce l'interesse per la conoscenza delle effettive proprietà meccaniche dei materiali e della loro qualità.

Il vantaggio principale dei metodi non distruttivi è di operare in tempi reali su strutture al vero, senza peraltro recare ad esse ingenti danni. Tale fattore risulta molto importante nelle diagnosi di edifici storici o particolari strutture di interesse architettonico-estetico.

Alla base di tutto si pone logicamente il problema dell'affidabilità e della sicurezza strutturale. Ebbene, anche in questo senso i controlli non distruttivi presentano per la loro natura il vantaggio di un'indagine più completa, non limitata a qualche prova localizzata (p.es. carotaggio), ma estesa se necessario anche alla struttura intera.

Nelle costruzioni civili la Direzione Lavori ha l'obbligo del controllo delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ed inoltre sempre più insistente risulta la richiesta di garanzia dei manufatti da parte del Costruttore nei confronti della Committenza e dell'Utenza. La qualità di una costruzione va intesa come un insieme di requisiti che soddisfano le necessità dell'utilizzatore e che garantiscono l'efficienza del prodotto per un determinato periodo di tempo. La progettazione di un'opera viene sviluppata in termini di durabilità e per garantire lo standard qualitativo il controllo di qualità diventa automaticamente obbligatorio, teso a verificare la qualità dei manufatti in fase produttiva ed a produzione ultimata. Ciò porta alla verifica delle caratteristiche intrinseche del manufatto, se corrispondenti alle esigenze di progetto.

Sempre attraverso i controlli non distruttivi si riesce anche a seguire il comportamento, o meglio, lo stato di salute del manufatto nel tempo e quantificare l'avanzamento del degrado. Questo ci permette di prevenire eventuali ammaloramenti e di intervenire anzitempo, senza compromettere l'affidabilità e la sicurezza della struttura.

In termini rigorosi comunque il controllo non distruttivo va inteso in termini di indagine (definizione della geometria, tipologia e morfologia strutturale) e di prova non distruttiva (quantificazione attraverso misure strumentali dei parametri che influiscono sulla struttura). L'indagine quindi determina il campo di applicazione, le modalità ed il tipo di prova da eseguire.

Una delle componenti essenziali nel contesto di un sistema di qualità produttiva è comunque l'utilizzo di strumentazione di controllo adeguata. In questo senso si può osservare recentemente nel campo dell'ingegneria civile uno sviluppo tecnologico della strumentazione per prove non distruttive (attrezzature sperimentali specifiche) parallelo a quello delle costruzioni, come precedentemente nei settori industriali. Passando dai metodi di controllo tradizionali a quelli non distruttivi la strumentazione di misura ha subito un processo evolutivo finalizzato a garantire una maggiore affidabilità strutturale.

## 1.2. C.N.D. e normativa esistente

Per definire i campi di validità di applicazione dei metodi non distruttivi e determinare procedure di controllo normalizzate, si rende opportuno intervenire a livello normativo e legislativo.

Attualmente le opere nel campo dell'ingegneria civile sono regolamentate da una serie di leggi e normative tecniche. Alla base di queste stanno la Legge 5/11/1971 n° 1086 e le successive circolari emanate dal M.L.L.P.P. che disciplinano e identificano le opere stesse attraverso le "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche". Vi è poi tutta una serie di Istruzioni (MPI, CNR), esplicative delle "norme tecniche" in vigore e con funzione di base per lo sviluppo e l'interpretazione di nuove norme. Leggi e norme particolari regolano invece alcuni tipi di costruzioni come le murature, i prefabbricati e le costruzioni antisismiche.

Nel settore della sperimentazione su strutture e materiali sono riconosciute a livello internazionale le Raccomandazioni-RILEM che forniscono riferimenti e soluzioni applicabili in diverse situazioni della pratica costruttiva. Sempre a livello normativo internazionale sono da ricordare gli EUROCODICI ed il CODICE MODELLO FIP-CRB, riferimenti importanti per una futura unificazione internazionale. Vi sono infine le

norme procedurali di determinazione di parametri specifici emanate da organismi nazionali (UNI, DIN, BS, ASTM, ACI, ecc.) ed internazionali (ISO).

La maggior parte di dette normative è però ancora rivolta all'esecuzione delle opere stesse ed al controllo di conformità realizzativa rispetto alle prescrizioni progettuali. Cioè, attualmente spesso il controllo viene ancora considerato come sinonimo della "prova di carico" richiesta ai fini del collaudo dell'opera. Per i materiali esistono poi le prove di accettazione da eseguire in sito o in stabilimento, comunque sempre in fase precedente o di esecuzione delle strutture. Ai fini della durabilità e della conservazione dei manufatti nel tempo le norme prescrivono l'adozione di diversi accorgimenti tecnico-costruttivi, assolutamente necessari, ma non sufficienti a conseguire lo scopo prefissato senza un controllo periodico nel tempo. Poco offrono poi le normative vigenti al problema del controllo di costruzioni esistenti sottoposte ad opere di consolidamento o restauro, con eventuali cambiamenti di destinazione d'uso.

Comunque, la necessità di eseguire controlli di qualità in fase di realizzazione dei manufatti e di manutenzione durante la loro vita sta portando le normative più recenti alla definizione del concetto di "diagnosi strutturale" e della sua attuazione attraverso i controlli non distruttivi.

Le Istruzioni-CNR 10/12/1982 n.89, cap. "Redazione del progetto, sperimentazione, collaudo e manutenzione" esplicitano in particolare al p.to 1.3.1.2 "Prove non distruttive" la possibilità del Collaudatore di valersi di tutte le tecniche (prove sclerometriche, ultrasoniche, di estrazione, raggi x, ecc.) che consentano la determinazione in situ delle caratteristiche dei materiali costituenti le strutture in oggetto. Sarà poi compito e responsabilità del Collaudatore accertare i limiti di validità di tali prove, facendo anche eventuale riferimento diretto ai risultati forniti da Laboratori Ufficiali.

Il D.M. 2/7/1981 "Normativa tecnica per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma" introduce il concetto di intervento sull'esistente. L'intervento viene esplicitato attraverso un'approfondita indagine diagnostica finalizzata alla determinazione della resistenza meccanica dei materiali in base alla valutazione della qualità e dello stato di conservazione degli stessi. Ciò richiede ovviamente l'impiego di tecniche di indagine rapide ed affidabili, che trovano un adeguato supporto nei metodi di prova non distruttivi.

Le Istruzioni-L.L.P.P. 12/12/1981 n.22120 per l'applicazione della normativa tecnica (edifici in c.a. ed a struttura metallica) accentuano la necessità di indagini approfondite quando manca la documentazione tecnica, ed in particolare per il calcestruzzo accennano alla possibilità di valutare la qualità mediante prove distruttive su campioni ricavati a mezzo carotaggio, o mediante prove non distruttive.

Gli Eurocodici, ed in particolare l'eurocodice EC1 "Regole unificate comuni alle diverse tipologie costruttive", prendono in esame le metodologie di controllo con prove sperimentali ed in modo esplicito il controllo di qualità.

Un notevole passo in avanti è rappresentato anche dalle norme UNI 7997, UNI 9189-88 e UNI 9524-89 riferite all'impiego di diversi metodi di prova della resistenza meccanica in situ.

## 2. C.N.D. E APPLICAZIONI NELL'INGEGNERIA CIVILE

### 2.1. Generalità

Il campo di applicazione dei controlli non distruttivi nell'ambito delle opere di ingegneria civile, ed in particolare per le strutture in c.a. e c.a.p., può essere generalmente suddiviso nei due settori del controllo di qualità di manufatti nuovi e della diagnosi dell'esistente.

Il controllo di qualità di una struttura nuova, espresso in termini rigorosi, va esteso alle fasi di produzione, esecuzione, collaudo e manutenzione ai fini di una garanzia dello standard richiesto e della durabilità dell'opera interessata. Esso consiste in un controllo della conformità del realizzato (caratteristiche geometriche e meccaniche) rispetto alle esigenze di progetto, e va poi esteso nel tempo per prevenire l'eventuale degrado prematuro della costruzione, valutabile con una certa difficoltà in sede progettuale, all'atto di definizione della sua vita.

I controlli vanno eseguiti in modo sistematico, secondo un programma ben definito, in modo da fornire una scheda completa delle caratteristiche del manufatto in esame. L'accuratezza e la completezza delle prove sono comunque garantite anche dalla possibilità di disporre di una serie di dati preliminari (p.es. composizione del calcestruzzo, disposizione e caratteristiche delle armature metalliche, grado di compattazione dei getti, ecc.), estremamente importanti ai fini di valutazioni di tipo statistico o deterministico della qualità del calcestruzzo. Le misure eseguite con i metodi non distruttivi possono essere direttamente correlate con

caratteristiche note (p.es. resistenze di prelievo) il che semplifica la taratura della strumentazione di controllo e la valutazione dei fattori correttivi necessari a garantire un'indagine accurata e precisa in tutti i particolari.

Ben diverso è invece l'approccio d'intervento nel caso di una struttura esistente, da affrontare spesso in assenza di qualsiasi documentazione tecnica o conoscenza relativa al suo stato di salute. In questi casi, molto frequenti nella pratica costruttiva, la diagnosi è finalizzata a quantificare il degrado delle strutture in esame e può essere sviluppata attraverso le seguenti fasi:

(a) determinazione delle caratteristiche morfologiche delle strutture

(b) individuazione delle parti ammalorate

(c) scelta del metodo non distruttivo più appropriato

(d) effettuazione delle prove con C.N.D

(e) interpretazione dei risultati e valutazione della resistenza dei materiali e dell'affidabilità residua delle opere esistenti

In particolare i punti (a) e (b) consistono in un dettagliato esame visivo-strumentale della struttura interessata e nel rilievo delle sue caratteristiche tecnico-costruttive, individuando le zone degradate o danneggiate. Scelto poi il metodo di controllo più efficace e definito un numero minimo di punti di indagine, si procede con l'applicazione diretta delle prove, esaminando la struttura per zone di campionatura, definite a discrezione dell'operatore di maggiore interesse ai fini dell'indagine stessa.

Estremamente importante risulta alla fine una corretta interpretazione dei dati rilevati, normalmente eseguita attraverso una valutazione comparativa dei valori assunti dai parametri non distruttivi nelle zone interessate ed in quelle integre. Le procedure utili a tale finalità sono generalmente proposte dalle varie raccomandazioni e normative, spesso però, in situazioni particolari, l'onere dell'interpretazione è lasciata al buon senso ed all'esperienza del tecnico addetto. Quando il controllo non-distruttivo da solo risulta insufficiente al conseguimento di un risultato soddisfacente o risulta di dubbia interpretazione, si integra l'indagine con qualche prova semi-distruttiva (p.es. micro o macro-carotaggio), o si ricorre ai metodi combinati. Comunque, come vedremo più in dettaglio nei punti successivi, una riduzione dell'errore di valutazione dei risultati rilevati può essere conseguita solo con l'applicazione di diversi metodi, opportunamente combinati tra di loro.

## 2.2. Principali metodi non distruttivi per strutture in c.a. e c.a.p.

Senza entrare nel dettaglio delle caratteristiche costruttive e sui principi fisico-teorici su cui si basano i metodi non distruttivi per le indagini in situ su strutture in c.a. e c.a.p., peraltro descritti in modo esaustivo nella letteratura tecnica del settore, vengono di seguito descritte le metodologie di controllo di più frequente applicazione nella diagnosi strutturale. Questa descrizione sommaria va comunque vista nell'ottica di una premessa alla presentazione di alcuni risultati importanti conseguiti nei lavori di diagnosi, di cui nel paragrafo successivo.

In Tabella 1 [1] sono riassunti i metodi non distruttivi normalmente adottati per il calcestruzzo, a seconda del tipo di controllo da eseguire nell'indagine diagnostica. Un'indagine completa deve prendere in considerazione tutti questi parametri caratterizzanti lo stato di "salute" del calcestruzzo (omogeneità, degrado, stato fessurativo e resistenza meccanica) e quantificare il loro peso attraverso l'applicazione dei metodi di controllo più efficaci.

### 2.2.1. Metodo della durezza superficiale

Il metodo consiste nella misura della durezza superficiale del calcestruzzo attraverso il rilievo di un numero indice legato all'entità di rimbalzo della massa battente dello sclerometro. Accanto alla semplicità d'uso dello strumento, il suo corretto impiego richiede la conoscenza delle sue effettive possibilità e dei suoi limiti, con l'osservanza di una ordinaria procedura sperimentale.

Essendo la prova basata sulla durezza superficiale, c'è lo svantaggio di fornire informazioni sulle caratteristiche meccaniche relative solo ad uno strato superficiale del manufatto e quindi il metodo applicato singolarmente può essere adottato solo per un controllo preliminare della qualità del calcestruzzo. Il suo uso è sconsigliato per calcestruzzi caratterizzati da inerte grosso, di qualità scadente, di età troppo giovane o molto avanzata (p.es. molto carbonatati). Comunque sono da evitare prove sclerometriche in vicinanza di barre di armatura, su elementi a parete sottile e nelle zone di spigolo dei manufatti.

L'esecuzione di una prova sclerometrica deve essere preceduta dal rilievo locale delle armature mediante pacometri e dal loro tracciamento, al fine di individuare zone libere da ferri su cui svolgere l'indagine. Deve seguire una radicale pulizia e spianatura della superficie con asportazione di rugosità e placche di copriferro prossime al distacco.

L'indice sclerometrico è un parametro convenzionale ottenuto con una certa procedura. Esso dà informazioni sulla omogeneità o meno di diverse parti di un'opera. Consente di confrontare la qualità di un calcestruzzo con campioni di riferimento e quindi di stimarne la resistenza a compressione attraverso delle curve di correlazione fornite dal costruttore dello strumento. Una valutazione corretta di detti parametri può comunque essere conseguita solamente attraverso un numero adeguato di battiture, mediando i valori più vicini e scartando quelli meno attendibili.

FINALITÀ DELL'INDAGINE	MICROCAROTAGGIO	ULTRASUONI	EMISSIONE ACUSTICA (1)	RISONANZA (2)	RIMBALZO	IMPRONTA	PENETRAZIONE	ESTRAZIONE CON CONTRASTO	ESTRAZIONE CON ESPANSIONE	ROTTURA PER FLESSIONE	METODI COMBINATI	ASSORBIMENTO
	METODI CONSIGLIATI											
IMPERMEABILITÀ	○	○									○	●
OMOGENEITÀ	○	●			●	○	○	○	○		●	
DEGRADO	●	●		●	○				○		●	○
DANNEGGIAMENTO MECCANICO		●	●	●					○		●	
PARAMETRI ELASTICI		○		●								
RESISTENZA MECCANICA	●	○			○	○	○	●	○	○	●	○
STATO FESSURATIVO	○	●										○
(1) in fase di caricamento (2) su provini												
○ efficace ● particolarmente efficace												

Tabella I

### 2.2.2. Metodo ultrasonico

Il metodo consiste nel propagare nel calcestruzzo dei treni di impulsi di onde ultrasoniche e misurare la velocità di propagazione dell'impulso nel percorso tra trasmettitore e ricevitore. Tale velocità è funzione delle caratteristiche elastiche e della densità del mezzo di prova ed è soggetta a brusche variazioni in seguito a disomogeneità riscontrate nel mezzo stesso. Il metodo permette di indagare sull'omogeneità del calcestruzzo, sui difetti di getto (nidi di ghiaia, segregazione di inerte grosso) e sul degrado subito nel tempo (distacchi di copriferro, degrado per cicli di gelo-disgelo, rilievo e profondità delle fessure). Permette inoltre di valutare il modulo di elasticità dinamico ed il coefficiente di Poisson dinamico e, in combinazione con altri metodi (p.es. carotaggio), di stimare la resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo. La velocità dell'onda ultrasonora risulta notevolmente influenzata da diversi fattori, come umidità, tipo e dosaggio di cemento, granulometria e dosaggio degli inerti ed il tipo di additivi, fattori assolutamente non trascurabili ai fini di una corretta interpretazione dei risultati.

Anche in questo caso risulta di fondamentale importanza una preliminare indagine pacometrica per individuare le zone di prova non influenzate dalle armature. Con i pacometri di precisione si riesce a localizzare in sito la disposizione delle armature, determinarne il relativo diametro e lo spessore del copriferro, e quindi tracciare il reticolo delle zone di calcestruzzo libere da armature. La scelta e la preparazione delle superfici di prova devono essere effettuate con estrema cura, per motivi di planarità e contatto delle sonde dell'ultrasuoni.

### 2.2.3 Metodo di estrazione (Pull-out)

Il metodo della prova di estrazione è un metodo diretto, non distruttivo, atto a misurare in una zona localizzata la resistenza a compressione del calcestruzzo indurito.

La prova consiste nella misura della forza di estrazione esercitata a mezzo di un martinetto idraulico, necessaria per estrarre un tassello meccanico preannegato nel calcestruzzo in fase di getto o inserito in fase successiva (prova di estrazione con espansione), previa l'esecuzione di un foro a fondo conico. Nel primo caso, utilizzato di gran lunga nel campo dell'industria della prefabbricazione per il controllo di qualità dei manufatti, si riesce in base ad opportune considerazioni teoriche ed a particolari accorgimenti esecutivi, a correlare in modo diretto la forza di estrazione con la resistenza a compressione del calcestruzzo. Nel caso dell'estrazione con espansione, eseguibile anche su strutture esistenti, invece la resistenza viene determinata attraverso curva di correlazione dedotte su base sperimentale.

Nonostante la semplicità della prova, va comunque posta una certa attenzione nella scelta del tipo di tassello (lunghezza del stelo e diametro dell'anello di contrasto) in funzione del diametro max. dell'inerte e nell'individuazione dei punti di indagine (distanze dai spigoli dei manufatti, interesse minimo tra due posizioni di prova, perpendicolarità del tassello rispetto alla superficie di calcestruzzo, ecc.). E' da osservare che taluni parametri, determinanti nel caso delle misure ultrasoniche ai fini dell'affidabilità dei risultati, perdono qui di importanza come in particolare la rugosità della superficie, l'umidità e la carbonatazione dello strato superficiale.

Lievi sono inoltre i danni estetici causati dall'estrazione del corpo tronco-conico, eliminabili con il semplice impiego di malte antirifiro che ripristinano completamente la superficie.

### 2.2.4. Metodi combinati

L'uso dei singoli metodi non distruttivi per la determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ comporta inevitabili difficoltà di interpretazione dei risultati e non sempre una sufficiente precisione. Si rende allora opportuna, più di un impiego autonomo dei vari metodi di misura, una metodologia di indagine combinata, costituita dai singoli metodi di prova basati su misure di grandezze fisiche diverse, però tutte correlabili con la resistenza del calcestruzzo.

Un metodo combinato già ampiamente riconosciuto nel settore dei controlli non distruttivi è il metodo Somsb, fondato sulla misura della velocità ultrasonica e dell'indice di rimbalzo dello sclerometro Schmidt tipo N. Impiegando opportune curve di correlazione dedotte su base sperimentale, si giunge dai valori separati delle misure sclerometriche ed ultrasoniche ad una valutazione locale della resistenza a compressione, tenendo

conto anche di adeguati fattori correttivi. Tali fattori, espressi in termini di coefficienti riduttivi, sono determinati in funzione del tipo e dosaggio di cemento, del tipo di inerte, della frazione di inerte presente (in percentuale), del diametro max. dell'inerte e dell'uso di eventuali additivi.

La combinazione permette di ridurre decisamente l'influenza dell'umidità e del grado di maturazione e carbonatazione del calcestruzzo sui risultati dell'analisi. Ciò si spiega con l'effetto opposto che umidità e grado di maturazione hanno, a parità di resistenza effettiva a rottura, nei confronti della velocità ultrasonica e dell'indice sclerometrico. Inoltre, con il metodo combinato la valutazione della resistenza non risente più tanto delle variazioni di qualità tra la superficie e le zone interne ai spessori di calcestruzzo.

Il metodo può poi essere ulteriormente affinato se combinato con il metodo di estrazione con espansione. La combinazione può essere effettuata seguendo la tecnica della sovrapposizione dei risultati, definendo opportuni domini di valori e riducendo quindi ulteriormente l'errore di valutazione.

### 2.2.5. Microcarotaggio

Parallelamente allo sviluppo tecnologico delle attrezzature di prova ed il comparire sul mercato di macchine carotatrici di ingombro minimo ed estremamente maneggevoli, sta prendendo piede nel campo dei controlli la tecnica del microcarotaggio. Recenti studi e sperimentazioni, tuttora in corso, confermano l'utilità e l'attendibilità del metodo per la determinazione diretta della resistenza a compressione del calcestruzzo in situ, specialmente se combinato con altri metodi di controllo, come l'ultrasuoni, lo sclerometro ed il pull-out. A suo favore gioca certamente il fatto di poter essere considerata, rispetto al tradizionale carotaggio, una prova non distruttiva, date le dimensioni delle carote estremamente contenute (generalmente  $\varnothing 28$  mm) e la facilità di ripristino dei lievi danni arrecati alla struttura.

Diversi sono comunque i fattori influenzanti l'esito della prova, come la corretta esecuzione, le dimensioni delle carote (rapporto H/D) in funzione del diametro max. dell'inerte, il confezionamento dei provini e le modalità della prova di rottura. Inoltre, per mantenere valori delle deviazioni standard della resistenza a compressione uguali a quelli delle macrocarote, è indispensabile che se ne provi un numero più elevato. Tale numero può comunque essere notevolmente ridotto se si combina il microcarotaggio con gli ultrasuoni e lo sclerometro, riducendo peraltro allo stesso tempo anche l'errore di valutazione della resistenza.

Comunque il microcarotaggio, oltre ad essere utile ai fini della definizione delle curve di correlazione necessarie per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, le microcarote prelevate possono essere sottoposte a semplici prove chimiche per determinare la profondità di carbonatazione e quantificare l'attacco dei sali sul calcestruzzo.

## 3. ESEMPI APPLICATIVI

A corredo di questa memoria ed a dimostrazione dell'importanza che rivestono i CND nella pratica costruttiva gli autori desiderano presentare in chiave sintetica alcune esperienze conseguite con indagini in sito su strutture al vero.

### 3.1. Indagini subacquee sulle fondazioni del ponte ad arco Costa-Isola S.Marco (YU)

Al fine di superare il canale di 470 m di larghezza tra la costa e l'isola San Marco (Fig.1), con un arco in calcestruzzo di luce realizzabile, le strutture di imposta e fondazione dell'arco sono costituite da particolari elementi prefabbricati disposti a forcella ed ancorati agli ammassi rocciosi delle sponde. Tali elementi fondazionali sono stati prefabbricati sulla costa e successivamente trasportati ed affondati alla quota di posa definitiva. In particolare il cassone di fondazione (situato ad una ventina di metri al di sotto del livello marino) e l'elemento diagonale della forcella sono stati, una volta affondati, riempiti con getto di calcestruzzo in modo da formare una struttura monolitica (Fig.2).

Alla distanza di dieci anni dall'ultimazione dell'opera si è considerato opportuno effettuare un controllo dello stato conservativo delle strutture di fondazione. L'indagine di controllo ha interessato l'elemento diagonale della forcella di fondazione ed è stata eseguita attraverso le seguenti fasi:



Fig.1 - Posizione geografica del ponte

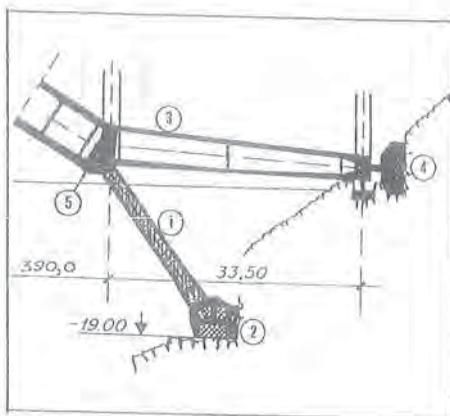


Fig.2 - Fondazione arco maggiore lato isola San Marco

- controllo visivo con monitoraggio subacqueo dell'attacco della fauna marina sul calcestruzzo
- controllo dell'omogeneità del getto di riempimento ed aderenza del calcestruzzo al cassone prefabbricato
- controllo dell'ampiezza e profondità di una presunta fessura con strumentazione ultrasonica

Il controllo strumentale è stato preceduto da un accurato esame visivo globale dell'elemento, quasi completamente immerso nel mare. A questo fine sono state eseguite da un gruppo di sommozzatori specializzati in opere marine le riprese subacquee, avvalendosi di una videocamera e di un telefono collegati direttamente via cavo con i tecnici appostati sulla superficie del ponte (Figg. 3-5). Gli operatori esteriori hanno così avuto la possibilità di seguire direttamente via monitor l'operato dei sub e quindi di valutare l'effettiva situazione dell'elemento in esame, soffermandosi nelle posizioni di maggiore interesse.

In seguito all'esame visivo eseguito sull'elemento diagonale, è stata effettuata in particolari punti del cassone l'indagine ultrasonica, atta a determinare l'omogeneità del getto di riempimento e l'aderenza del calcestruzzo al cassone prefabbricato. A tale fine si è operato su superfici di calcestruzzo precedentemente ripulite con sabbatura da ambedue i lati dell'elemento inclinato, sul lato orientato verso la costa e quello verso l'isola San Marco (Fig. 6). I valori delle velocità rilevate, con i corrispondenti valori di resistenza a compressione del calcestruzzo (ottenuti per correlazione da opportune curve sperimentali), sono riportati in Tabella 2.

Nelle Figg.7 e 8 sono rappresentati i grafici relativi all'onda sonora per le rispettive posizioni 9 e 4. Come si può osservare, l'onda si presenta alta e compatta, senza attenuazioni (smorzamento) il che conferma un buon grado di riempimento ed aderenza del calcestruzzo al cassone prefabbricato.

La presunta fessura, che si è in realtà dimostrata essere una ripresa di getto, è stata esaminata con la tecnica delle misure in superficie. Le misure dei tempi di propagazione dell'onda ultrasonora attraverso la fessura (Tc) sono state per ciascun punto di misura effettuate a cavallo della "fessura" in 3 posizioni distinte, con le sonde poste a distanze (2x) rispettivamente di 400 mm, 800 mm e 1200 mm (Fig. 9).

Il rilevamento della profondità della discontinuità di getto in esame è stato eseguito su fasce di superficie precedentemente sabbate in tutti i punti 5, 4, 3, 2, e 1 dalla parte lato costa. In Tabella 3 sono riportati i valori dei tempi Tc e Ts riferiti alle diverse posizioni di misura a, b, c, ed f rispettivi valori della profondità della fessura, caratterizzata da un massimo di circa 10 cm.

L'indagine subacnea è stata comunque preceduta da un'attenta valutazione di alcuni parametri influenzanti le misure e l'interpretazione dei risultati. In particolare sono state esaminate le problematiche relative ai seguenti fattori:

- modalità di preparazione delle superfici di contatto
- scelta delle sonde ultrasoniche con frequenza opportuna in base agli spessori in gioco (2÷3 m)
- definizione della curva di attenuazione dell'onda ultrasonica in relazione alla pressione dell'acqua



Fig.3 - Vista del ponte e videocamera subacquea



Fig.4 - Misure ultrasoniche subacquee

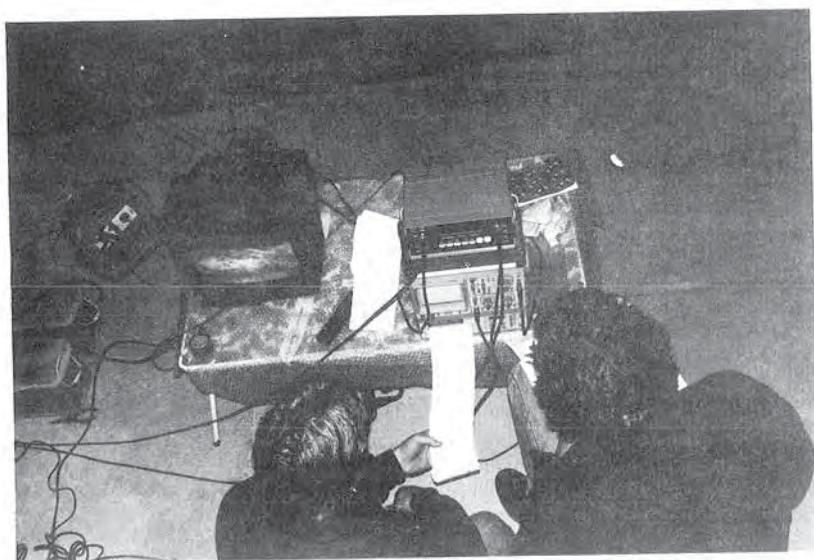


Fig.5 - Vano operativo all'interno del cassone del ponte con monitor e strumentazione ultrasonica

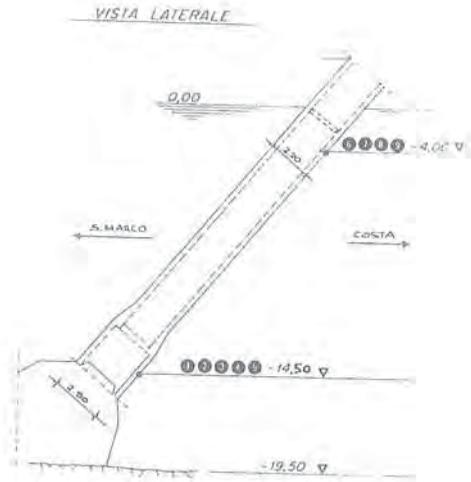
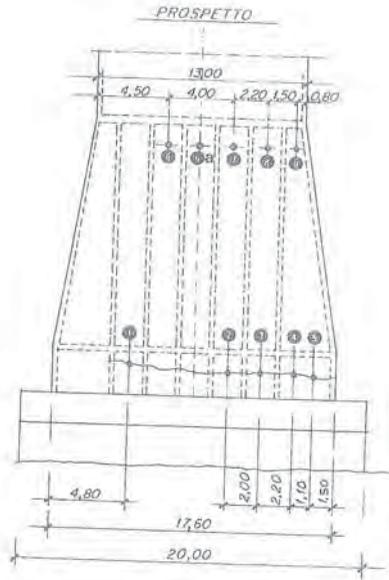
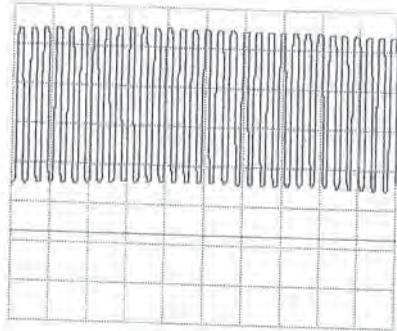
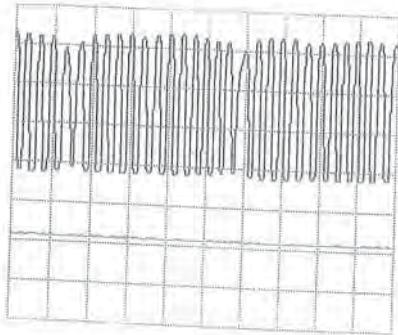


Fig.6 - Elemento diagonale di fondazione con posizioni di misure ultrasoniche



DATE: 22.11.1998  
 TIME: 11:24  
 SIGNALPARAMETER:  
 CH1 - VOLTS/DIV:  
 CH2 - VOLTS/DIV:  
 TIMEBASE-SEC/DIV:  
 PRINTERPARAMETER:  
 ZOOMRANGE - CH1:0-9  
 ZOOMRANGE - CH2:0-9  
 EVALUATION - CH1:0  
 EVALUATION - CH2:0  
 REMARKS: QUOTA -4,00 met  
 POSIZIONE : 9

Fig.7



DATE: 22.11.1998  
 TIME: 11:50  
 SIGNALPARAMETER:  
 CH1 - VOLTS/DIV:  
 CH2 - VOLTS/DIV:  
 TIMEBASE-SEC/DIV:  
 PRINTERPARAMETER:  
 ZOOMRANGE - CH1:0-9  
 ZOOMRANGE - CH2:0-9  
 EVALUATION - CH1:0  
 EVALUATION - CH2:0  
 REMARKS: QUOTA 14,5 met  
 POSIZIONE : 3

Fig.8



MISURE PER TRASPARENZA			
N° posizione	V velocità onda ultr. [m/s]	f <sub>ck</sub> resist. compress. [N/mm <sup>2</sup> ]	osservazioni
9	4720	51	R completo - A buona
8	4670	49	R con vuoti - A buona
7	4650	48	R con vuoti - A buona
6a	4700	50	R con vuoti - A buona
6	4620	47	R completo - A discreta
5	4570	44	R con vuoti - A buona
4	4600	45	R completo - A buona
3	4660	48	R completo - A buona
2	4690	50	R con vuoti - A buona
1	4700	50	R con vuoti - A discreta

Tabella 2

R = riempimento calcestruzzo interno cassone

A = aderenza getto riempimento cls. - cassone prefabbricato

MISURE DETERMINAZIONE PROFONDITA' FESSURA					
N° posizione	X semi-distanza [mm]	T <sub>c</sub> tempo con fess. [μs]	T <sub>s</sub> tempo senza fess. [μs]	H prof. fessura [mm]	H <sub>m</sub> prof. media fessura [mm]
LATO COSTA					
5a.	200	95,5	86,1	96	
5b	400	178,5	172,8	104	104
5c	600	263,2	258,7	112	
4a	200	86,9	86,1	28	
4b	400	173,4	172,8	34	33
4c	600	259,2	258,7	38	
3a	200	89,4	86,1	56	
3b	400	174,7	172,8	60	60
3c	600	260,2	258,7	64	
2a	200	86,4	86,1	18	
2b	400	173,1	172,8	24	23
2c	600	258,9	258,7	26	
1a	200	91,5	86,1	72	
1b	400	175,9	172,8	76	75
1c	600	260,9	258,7	78	

Tabella 3

- influenza dell'acqua nella fessura
- influenza della lunghezza dei cavi di collegamento sull'intensità dell'impulso ultrasonico

L'esecuzione effettiva delle prove ha quindi richiesto un lungo periodo di preparazione e studio preliminare, i risultati ottenuti comunque appaiono del tutto lo sforzo investito nell'intento di estendere l'applicazione dei CND in situazioni ancora non sperimentate.

### 3.2. Diagnosi dello stato conservativo delle strutture in c.a. del complesso industriale ex area Buitoni in Sansepolcro (Ar)

In prospettiva di un cambio di destinazione d'uso dell'ex complesso industriale è stata richiesta una diagnosi finalizzata essenzialmente al controllo di qualità del calcestruzzo ed alla determinazione delle armature degli elementi strutturali (travi, pilastri e plinti di fondazione). Il controllo è stato esteso per campioni ai diversi blocchi del corpo di fabbrica sud, differenti per tipologia strutturale ed epoca di costruzione (Fig. 9).



Fig.9 - Indagini ultrasoniche sulle travi di un capannone del corpo fabbrica sud

L'indagine è stata svolta con i CND su un numero di elementi molto elevato, attraverso prove pacometriche, sclerometriche, ultrasoniche, di estrazione e microcarotaggio. I singoli metodi sono stati opportunamente combinati tra di loro, al fine di definire delle curve di correlazione "ad hoc" per la determinazione della resistenza del calcestruzzo in sito.

In particolare si è potuto osservare una certa disparità riscontrata nella valutazione della resistenza tra il metodo ultrasonico e le prove sclerometriche (p.es. vedi Tabella 4).

A questo punto bisogna precisare che mentre l'onda ultrasonora tiene conto dell'effettiva qualità del materiale che attraversa (tutta la sezione), i metodi dell'indice di rimbalzo e dell'estrazione risultano influenzati dalla durezza superficiale degli elementi e dalla massa resistente alla battitura. Detti metodi "superficiali" risultano concordi nei risultati con il metodo degli ultrasuoni, però soltanto nel caso di un materiale omogeneo con caratteristiche meccaniche pressoché uguali in ogni suo punto.

Nel caso particolare in esame gli elementi in calcestruzzo presentavano una notevole durezza superficiale, dovuta prevalentemente alla battitura dei casseri in fase successiva al getto, che in sostituzione all'attuale vibrazione, faceva sì assestare il calcestruzzo, però solo in prossimità delle superfici dei casseri. All'interno dei getti invece il materiale si presentava friabile e di granulometria irregolare.

Durante il prelievo delle carote si è inoltre potuto notare che l'acqua di raffreddamento della corona usciva dal foro sporca di fango, il che ci porta a concludere che l'inerte oltre a presentare una granulometria non adeguata risultava anche pieno di impurità (limo ed argilla). Con ciò si possono spiegare i bassi valori delle velocità ed il notevole smorzamento dell'onda ultrasonora. Infine è bene ricordare che nel periodo di costruzione dei fabbricati in esame, di età avanzata, i cementi a disposizione non superavano la classe di resistenza 225 e quindi risultava comunque difficile realizzare calcestruzzi di elevata resistenza.

luogo		SAN SEPOLCRO (AR) lug.90		lavoro		DIAGNOSI EX STAB. BUITONI		zona			F			piano		terra		TABELLA 22	
pos.	dist. sonde [mm]	veloc. onda [m/s]	resist. compress. sclerometro	pull-out	[N/mm <sup>2</sup> ] ultrasuoni	ø b [mm]	ø s [mm]	c [mm]	is [mm]	osservazioni									
1F1	400	500	34	18	11,4	18	6	20	200-300	pilastrò - sez.tipo S1F - preli carota									
2F1	400	2220	38	/	14,5	18	6	20	200-300	pilastrò - sez.tipo S1F									
4F1	500	2480	48	/	15	10 18	6	30	150	pilastrò - sez.tipo S2F									
5F1	400	3510	46	35	17	20	6	30	200	pilastrò - sez.tipo S3F									
6F1	300	3520	48	/	17	16	6	20	250-300	pilastrò - sez.tipo S4F									
1F1	300	850	22	/	12	18	6	10-20	200-250	trave - sez.tipo S5F nido di ghiaia									
2F1	300	1400	34	/	13	16	6	20	250	trave - sez.tipo S7F									
3F1	300	3600	44	/	17,5	18	6	10-20	200-250	trave - sez.tipo S5F									
4F1	300	2050	42	/	14	18	6	10-20	200-250	trave - sez.tipo S5F									

Tabella 4

Particolare interesse rivestono anche alcune singolarità riscontrate in certi elementi strutturali, come l'assenza di barre di armatura e ricostruzione in mattoni laterizi di pilastri in calcestruzzo danneggiati durante la guerra, fattori non rilevabili visivamente senza l'applicazione dei CND.

### 3.3. Diagnosi dello stato conservativo delle strutture in c.a. dello stabilimento Agrimont di Marghera (VE)

Nel caso specifico è stata eseguita un'indagine fisico-chimica dello stato conservativo del calcestruzzo e dei ferri di armatura relativamente ad un capannone destinato a magazzino di fertilizzanti solidi. Il capannone è realizzato con struttura ad arco a tre cerniere in c.a. ed adibito a deposito di nitrato ammonico, ivi trasportato attraverso un nastro trasportatore viaggiante su una struttura sospesa alla copertura.

L'esame visivo (Fig. 10) ha portato in evidenza che le parti maggiormente deteriorate risultavano le superfici orizzontali di calcestruzzo, dove il materiale depositato (nitrato ammonico) ha avuto più possibilità di penetrare nel conglomerato cementizio. Questo fenomeno è stato agevolato dall'umidità che ha dato origine ad una soluzione del sale con maggiori possibilità di penetrazione nelle micro e macro fessure della struttura ed abbia poi lentamente agito degradando il calcestruzzo con formazione di composti ipotizzabili come ossi-nitrati e nitro-alluminati idrati. La successiva cristallizzazione del sale ed il progressivo accrescimento dei cristalli sviluppano forze disgregatrici che non possono essere contenute dalla bassa resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo processo risulta particolarmente evidenziato nelle fessure dove le forze di espansione hanno provocato l'espulsione dello strato superficiale del calcestruzzo (distacco completo del copriferro) e posto i ferri di armatura in diretto contatto con l'ambiente aggressivo.



Come evidenziato dall'analisi chimica i campioni di calcestruzzo prelevati da superfici orizzontali risultavano infatti completamente impregnati di nitrato ammonico su tutto lo spessore del copriferro. Le carote prelevate dalle superfici verticali presentavano invece una penetrazione del sale compresa in uno spessore di 4÷8 mm.

Il controllo della qualità del calcestruzzo eseguito con lo sclerometro, gli ultrasuoni ed il pull-out ha evidenziato sulle superfici meno impregnate dal sale resistenze elevate. Le superfici verticali della struttura risultavano almeno visivamente ancora sane ad eccezione delle zone di fasciatura metallica dei pilastri (supporto nastro trasportatore) nelle quali in seguito al deposito del nitrato si crea un processo elettrochimico per differenza di potenziale tra l'armatura interna del calcestruzzo e le parti metalliche esterne. Il processo elettrochimico può portare ad una progressiva diminuzione di sezione delle barre con conseguente indebolimento della struttura.

Fig. 10 - Indagine visiva e prelievo campioni sui archi in c.a.

Sarebbe comunque opportuno collegare tali fasciature metalliche direttamente alle barre di armatura dei pilastri in modo da formare un collegamento equipotenziale e quindi limitare l'evoluzione del processo elettrochimico.

In generale l'indagine endoscopica eseguita in corrispondenza delle barre di armatura (arco e pilastri) ha confermato che, relativamente ai punti di indagine, dove il calcestruzzo non risultava impregnato, l'acciaio non risultava corroso.

#### 3.4. Controllo di qualità di elementi strutturali in c.a. del Nuovo Stadio di Trieste

Come ultimo esempio di alcune applicazioni pratiche dei CND nel campo dell'ingegneria civile si riporta il controllo di qualità eseguito sulle strutture del nuovo stadio di Trieste. L'opera, attualmente ancora in fase di ultimazione, è realizzata quasi integralmente in struttura prefabbricata in c.a. e c.a.p., ad eccezione del complesso fondazionale e di alcune strutture di irrigidimento eseguite con getti in opera. E' prevista poi la copertura dell'intero stadio da realizzarsi in struttura metallica (Fig. 11).

Relativamente agli elementi strutturali gettati in opera sono stati eseguiti in varie fasi, su richiesta della Committenza e della Direzione Lavori, dei controlli non distruttivi atti a determinare la qualità di alcuni manufatti.

In particolare sono state determinate la disposizione ed il quantitativo delle armature, la qualità del calcestruzzo e la geometria delle sezioni resistenti. Nell'intervento di controllo sono stati adottati in seguito ad una preliminare indagine visiva le prove pacometriche, sclerometriche, ultrasoniche e la prova Pull-out, opportunamente combinate tra di loro.

In base ad una serie di risultati si è potuta così constatare la conformità delle opere realizzate alle esigenze di progetto, in modo particolare per quanto riguarda la resistenza meccanica del calcestruzzo e l'impiego corretto delle armature. Si è potuta inoltre verificare con l'impiego degli ultrasuoni la qualità dei relativi getti ed avere un confronto con le resistenze di prelievo determinate in fase di realizzazione ai sensi delle leggi vigenti.



Fig.11 - Nuovo Stadio di Trieste

#### 4. AFFIDABILITA' DEI CND E FUTURI SVILUPPI

Dalle osservazioni ed esempi riportati nei paragrafi precedenti, seppure in forma sintetica e concisa, appare evidente come i controlli non distruttivi stiano assumendo un ruolo decisivo nel campo dell'ingegneria civile. Il loro impiego non si limita alla verifica di conformità di manufatti in produzione, ma può essere esteso al controllo di strutture esistenti, attraverso attente indagini diagnostiche.

L'affidabilità di questi metodi dipende soprattutto dai criteri con cui vengono impiegati e da opportuni accorgimenti adottati in fase esecutiva. I controlli si basano sul confronto tra le caratteristiche delle strutture in esame e quelle di materiali e strutture campione, scelte come riferimento. Questo avviene attraverso curve di correlazione specifiche costruite su base sperimentale in seguito a frequenti riscontri effettuati con i risultati di prove tradizionali. Tali curve vanno definite da caso a caso in funzione delle caratteristiche intrinseche dei materiali, cosicché nel caso di applicazioni limitate risulta difficile attribuire a priori un livello di affidabilità accettabile. In questi casi devono allora intervenire il buon senso e l'esperienza dell'operatore, nonché l'impiego di diversi metodi combinati, in modo da ridurre al minimo l'errore di interpretazione dei risultati. Tali metodi combinati risultano particolarmente efficaci per quanto riguarda la determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo.

L'evoluzione tecnologica nel campo della strumentazione di controllo contribuisce comunque in modo decisivo alla precisione di misura e quindi sull'affidabilità dei metodi stessi. Una più sofisticata diagnostica strumentale permette un avvicinamento alla realtà e qualità costruttiva ma alla base di tutto rimane comunque l'esperienza ed una conoscenza approfondita dei problemi da affrontare, quindi la specializzazione. Ancora in fase di definizione risulta invece attualmente una Normativa specifica del settore, tesa all'unificazione dei mezzi e delle modalità di prova.

Lo sviluppo futuro dei CND è legato comunque in gran parte al grado di credibilità che sapranno offrire i metodi stessi, alla loro imposizione attraverso Capitolati di Appalto e Normative tecniche specifiche, e non per ultimo all'impegno delle Università ed altri Istituti di Ricerca, indirizzati nel passato alla risoluzione di problematiche diverse da quelle attualmente trattate.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- [1] PASCALE G., DI LEO A., "Procedure tecniche e problemi di interpretazione nella diagnosi del calcestruzzo indurito", XVI Convegno Nazionale - SAIE 83, Bologna
- [2] DI TOMMASO A., "Il quadro normativo per il controllo non distruttivo delle costruzioni civili", Convegno Nazionale - SAIE 85, Bologna
- [3] MENEGHETTI F., MENEGHETTI T., "Pull-out: Strumento di indagine non distruttiva, <diretto>, risposta immediata per la determinazione delle resistenze meccaniche in situ del calcestruzzo", La Prefabbricazione, Febbraio 1986
- [4] MALERBA P.G., "Controlli non distruttivi sulle strutture in cemento armato", L'edilizia e L'industrializzazione - 11/88
- [5] BOCCA P., "Indagine teorico-sperimentale sulla determinazione della resistenza del calcestruzzo mediante prova di estrazione", L'Industria Italiana del Cemento - 1/1979
- [6] BOCCA P., FACAGARU J., "Metodi di prova non distruttivi sulle strutture finite: prove sclerometriche", L'Industria Italiana del Cemento - 9/1982
- [7] BOCCA P., CIANFRONE F., "Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata", L'Industria Italiana del Cemento - 6/1983
- [8] BOCCA P., "Sul microcarotaggio - Basi teoriche e prime esperienze", La Prefabbricazione, Novembre/Dicembre 1986
- [9] ALMESBERGER D., SMOTLAK I., "Diagnosi delle costruzioni con i controlli non distruttivi", III Congresso dei Costruttori della Croazia, SGKH - Zagabria, 1990
- [10] ALMESBERGER D., "Endoscopia", La Diagnostica e il Controllo di Qualità delle Opere di Ingegneria Civile con i Metodi di Indagine non Distruttiva - Corso CISM-DESEG, 1990
- [11] ALMESBERGER D., "Metodi elettromagnetici a pistola Windsor", La Diagnostica e il Controllo di Qualità delle Opere di Ingegneria Civile con i Metodi di Indagine non Distruttiva - Corso CISM-DESEG, 1990
- [12] SMOTLAK I., "Prove di estrazione e microcarotaggio", La Diagnostica e il Controllo di Qualità delle Opere di Ingegneria Civile con i Metodi di Indagine non Distruttiva - Corso CISM-DESEG, 1990

COMPORTAMENTO DI ACCIAI INOX IN AMBIENTE ALCALINO SIMULANTE  
IL CALCESTRUZZO

Mario ARPAIA - P. PERNICE  
Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e della Produzione - Università di Napoli



## COMPORAMENTO DI ACCIAI INOX IN AMBIENTE ALCALINO SIMULANTE IL CALCESTRUZZO.

M.ARPAIA e P.PERNICE

Università di Napoli - Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e della Produzione.

### SOMMARIO

Il comportamento di provini di acciai inox AISI 304 ed AISI 316 è stato investigato in soluzioni sature di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ( $\text{pH}=12,6$ ;  $T=18+20^\circ\text{C}$ ;  $\text{O}_2=4\text{ mg/l}$ ) contenenti concentrazioni di  $[\text{Cl}^-]$  da 0 a 125 mg/l.

Nell'intervallo di concentrazione di cloruri studiato i due acciai presentano un comportamento quasi eguale; per entrambi gli acciai la corrosione per vaiolatura non avviene spontaneamente. Tuttavia in presenza di polarizzazione anodica (superfici anodiche di pile spontanee o per correnti impresse) esiste uno spostamento dal potenziale spontaneo tollerabile prima dell'innesco dei vaioli, decrescente al crescere del tenore in cloruri, fino ad un minimo di 0,13 V per un contenuto di 125 mg/l di  $\text{Cl}^-$ .

### SUMMARY

The behaviour of stainless steels AISI 304 and AISI 316 in saturated solution of  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ( $\text{pH}=12,6$ ;  $T=18+20^\circ\text{C}$ ;  $\text{O}_2=4\text{ mg/l}$ ) and  $\text{Cl}^-$  content from 0 to 125 mg/l has been investigated.

In the  $\text{Cl}^-$  range investigated the behaviour of both the steels is nearly similar: in any case the pitting corrosion is not spontaneous. However if there is anodic polarization (as in anodic areas of spontaneous corrosion couples or in the case of structures influenced by stray currents) the shift from the spontaneous potential, before the pitting initiation, decreases as chloride concentration increases, to a minimum of 0,13 V for  $[\text{Cl}^-]=125\text{ mg/l}$ .

### 1.PREMESSA

Le armature in acciaio al C del cemento armato ordinario e precompresso risultano naturalmente protette dalla corrosione per effetto della passività determinata dall'ambiente alcalino assicurato dal calcestruzzo ed in particolare dal cemento in esso contenuto.

Pur tuttavia non mancano casi in cui le armature sono state duramente attaccate da fenomeni di corrosione, o a causa di difetti del calcestruzzo, con particolare riguardo a quelli del copriferro, o per l'ambiente di esposizione particolarmente aggressivo.

Per quanto riguarda l'azione dell'ambiente uno dei pericoli più diffusi proviene dalla presenza dei cloruri, specialmente se accompagnati dalla contemporanea penetrazione a livello di armatura dell'ossigeno e da condizioni elettrochimiche che fanno funzionare le armature da anodo (ad es. correnti vaganti).

Per casi particolari di ambiente particolarmente aggressivo, negli ultimi tempi si è proposto ed incominciato ad introdurre l'uso di armature in acciaio inossidabile.

Il comportamento dell'acciaio inossidabile nei confronti della corrosione è condizionato da svariati parametri, tra i quali non sono

da sottovalutare le stesse condizioni ambientali, che inducono il maggiore pericolo dell'acciaio al carbonio (presenza di cloruri e funzionamento anodico).

Nella presente memoria si riportano i principali risultati della prima parte di un programma di ricerca inteso a definire i limiti delle eventuali condizioni di pericolo di alcuni tipi di acciai inossidabili più utilizzati.

## 2. CONDIZIONI DI SPERIMENTAZIONE

### 2.1. Esposizione

Gli acciai sperimentati sono stati esposti ad una soluzione satura di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , alla temperatura ambiente ( $18 \pm 20^\circ \text{C}$ ), in presenza di ridotte quantità di ossigeno ( $< 4 \text{ mg/l}$ ).

Tale soluzione è stata da tempo riconosciuta idonea a rappresentare l'ambiente delle armature nel calcestruzzo [1], specialmente per quanto riguarda la passività e l'azione dei cloruri su tale stato. La sperimentazione in tale soluzione offre il vantaggio rispetto alla indagine del comportamento del metallo direttamente nel calcestruzzo, di poter fornire rapidamente informazioni molto attendibili in condizioni ben controllabili.

Per tale motivo essa viene utilizzata nel primo stadio della sperimentazione da eseguire anche su manufatti in calcestruzzo, di più lunga durata e più impegnativo dal punto di vista economico [2].

I provini, di forma cilindrica, ricavati direttamente da barre commerciali (diam. 22 mm), hanno la seguente composizione:

- acciaio al C: C=0,17; Mn=0,9; Si=0,07; S=0,03; P=0,025;
- AISI 304 (R.30): C<0,03; Mn max 2; Si max 1; Cr=19; Ni=10;
- AISI 316 (R.31): C=0,03; Mn max 2; Si max 1; Cr=17; Ni=12; Mo=2,5.

L'acciaio al C è stato reperito direttamente sul mercato, mentre i materiali R.30 ed R.31 sono stati forniti dalla Acciaieria Valbruna di Vicenza.

### 2.2. Prove elettrochimiche

I provini, sgrassati e lavati con acqua distillata, sono stati immersi nella soluzione satura di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , preparata con acqua distillata e reagenti puri, in una cella chiusa ad evitare la permeazione dall'aria di  $\text{O}_2$  e di  $\text{CO}_2$  attraverso la superficie della soluzione.

Le condizioni sperimentali hanno previsto un contenuto di  $[\text{Cl}^-]$  da 0 a 125 mg/l. Tale contenuto è stato scelto in relazione a quello generalmente presente nelle varie condizioni aggressive nell'elettrolita a contatto con l'armatura rappresentato dall'acqua di umidità, acqua totale comprendente quella non evaporabile del calcestruzzo.

La quantità di  $\text{O}_2$  presente è stata limitata a 4 mg/l, valore mediamente corrispondente a quello disponibile sulle armature a contatto dell'atmosfera calcolato tenuto conto della diffusività media dell' $\text{O}_2$  del calcestruzzo [2].

Sono state eseguite misure del potenziale spontaneo dopo 24 ore di esposizione, tempo dopo il quale tale potenziale è risultato sufficientemente stabile e riproducibile.

Sono state altresì eseguite polarizzazioni potenziometriche alla velocità di 1 mV/sec.

### 2.3. Risultati sperimentali

La fig.1 riporta, in funzione del contenuto in cloruri, i potenziali spontanei misurati dopo 24 ore di permanenza dei provini nella soluzione.

Le fig.2 e fig.3 riportano a titolo dimostrativo delle varie curve di polarizzazione eseguite, una curva potenziocinetica da -1 V a 1 V SCE per l'AISI 316 ed una curva potenziocinetica dal potenziale spontaneo a 1 V SCE per l'AISI 304.

### 3. DISCUSSIONE

Lo stato passivo di un metallo è caratterizzato da vari parametri, tra i quali, per il problema che qui interessa, sono importanti:

- il potenziale che l'acciaio assume spontaneamente nell'ambiente considerato: potenziale spontaneo ( $E_S$ );
- il potenziale al quale, in condizioni di completa passività, ad una polarizzazione anodica la corrente che attraversa la superficie passiva incomincia a discostarsi sensibilmente da quella corrispondente alla passività: potenziale di transpassività ( $E_T$ );
- il potenziale al di sopra del quale, in presenza di specie chimiche che disturbano la passività, come i cloruri, si possano verificare fenomeni di rottura della passività, con corrosione, nel caso in studio, localizzata (vaiolatura o pitting). Detto potenziale è indicato come "potenziale critico" ( $E_C$ ) [3].

La metodologia più rapida per distinguere  $E_C$  da  $E_T$  è una polarizzazione potenziocinetica effettuata prima a potenziale crescente e poi a potenziale decrescente [4].

#### 3.1. Potenziale spontaneo

Il potenziale spontaneo  $E_S$  è una grandezza molto rappresentativa dello stato del metallo nell'ambiente considerato ed è stato preso quale indicatore dell'eventuale stato di corrosione delle armature nel calcestruzzo [5].

Il potenziale spontaneo  $E_S$  dell'acciaio AISI nella soluzione in assenza di cloruri è di -0,080 V per il 304 e di -0,090 V per il 316, mentre quello dell'acciaio al C è di -0,200 V.

All'aumentare del contenuto in cloruri,  $E_S$  diminuisce, il che corrisponde ad un indebolimento delle condizioni di passività. Per un contenuto di  $[Cl^-]$  di 125 mg/l, il potenziale  $E_S$  dell'acciaio inox, diminuisce fino al valore di -0,125 V per l'AISI 304 e di -0,150 V per l'AISI 316, mentre per l'acciaio al C esso diminuisce al valore di -0,500 V (fig.1).

Come era prevedibile l'acciaio inox resiste molto meglio di quello al C, che per  $[Cl^-]=0,125$  mg/l risulta in condizioni di corrosione generalizzata.

### 3.2. Potenziale critico

La fig.4 riporta per gli acciai inox sperimentati il potenziale con  $E_C$  determinato eseguendo curve potenziometriche del tipo riportato nella fig.2.

Si osserva che all'aumentare della concentrazione  $[Cl^-]$  tale potenziale diminuisce fino a valori prossimi ad  $E_S$ .

Inoltre a partire da un contenuto di cloruri  $[Cl^-]=30$  mg/l, per entrambi gli acciai inox il potenziale critico diminuisce più lentamente. Tale rallentamento deriva dal fatto che l' $O_2$  presente nella soluzione non è più sufficiente ad assicurare il processo catodico necessario ad un ulteriore aumento della velocità del fenomeno corrosivo.

In ogni caso, per  $[Cl^-]>80$  mg/l, anche nei brevi tempi di permanenza del provino a valori del potenziale maggiori di  $E_C$  (circa 30 minuti) si è osservata la formazione di vaioli.

Il potenziale  $E_C$  rappresenta anche il potenziale al disotto del quale non si può innescare corrosione per vaioli.

Pertanto la differenza  $E_C - E_S$  rappresenta il limite massimo del valore di polarizzazione anodica alla quale può essere soggetta la superficie dell'armatura senza pericolo che si inneschi il fenomeno.

Lo spostamento del potenziale verso il potenziale critico (polarizzazione anodica) a partire da quello spontaneo si può verificare in una struttura in c.a. quando una zona dell'armatura funziona, in una pila di corrosione, da anodo rispetto ad un'altra zona dell'armatura stessa, ad es. per condizioni diverse di esposizione del calcestruzzo [1], oppure tutte le volte che le armature sono soggette a correnti vaganti, nelle zone ove queste rientrano nell'ambiente (funzionamento anodico).

La fig.5 riporta la variazione in funzione del contenuto in  $Cl^-$  della differenza  $E_C - E_S$ , che risulta praticamente eguale per l'AISI 304 e 316.

Per un contenuto di  $[Cl^-]=125$  mg/l tale differenza risulta 0,300 V per l'AISI 304 e 0,305 V per l'AISI 316.

Superato il valore di  $E_C$  si ha un brusco aumento della velocità di corrosione a causa dell'innescio dei vaioli, la cui attività ed il cui numero cresce al crescere della polarizzazione anodica.

### 5. CONCLUSIONI

I primi risultati della ricerca sul comportamento dell'acciaio inox AISI 304 ed AISI 316 in ambiente assimilabile a quello del calcestruzzo, permettono di ricavare le seguenti conclusioni nei riguardi dell'impiego di tali acciai per le armature di strutture in c.a. e c.a.p.:

a) nell'intervallo di contenuto in  $Cl^-$  considerato (0-125 mg/l) gli acciai AISI 304 e AISI 316 sperimentati hanno un comportamento poco differente;

b) come era prevedibile in condizioni aggressive per effetto dei cloruri presenti nel calcestruzzo (o sin dalla sua confezione o per successiva permeazione), l'acciaio inox presenta una maggiore

resistenza rispetto all'acciaio al C specialmente per contenuti più alti di cloruri;

c) nell'intervallo di concentrazione di  $[Cl^-]$  sperimentato (0-125 mg/l), per gli acciai inox la corrosione per vaiolatura (pitting) non avviene spontaneamente, essendo il potenziale spontaneo inferiore a quello critico di innesco della corrosione per vaiolatura;

d) in presenza di polarizzazione anodica delle armature, per effetto o di pile spontanee o per correnti impresse (ad es. correnti vaganti), esiste un intervallo di potenziale tollerabile, decrescente al crescere della concentrazione di  $[Cl^-]$  presenti nell'acqua nel calcestruzzo nei pressi dell'armatura. Tale valore si riduce, per gli acciai inox considerati, a circa 0,3 V per  $[Cl^-]=125$  mg/l.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] ARPAIA M. - Corrosione delle armature in acciaio dei manufatti in calcestruzzo - Atti "8 Congresso Internazionale del manufatto in cemento - BIBM 75" - Stresa, 12-19 maggio 1975;
- [2] TUUTTI, K. - Corrosion of steel in concrete. - Libro - CBI Res. Stockholm, 1987, p.161.
- [3] SKLARSKA-SMALOWSKA, 2-Review of literature on pitting corrosion - CORROSION, 27, 223, (1971);
- [4] WILDE, B.E. e WILLIAMS, E - The relevance of accelerated electrochemical pitting tests to long-term pitting and crevice corrosion behaviour of stainless steel in marine environments - J. ELECTROCHEM. SOC. - 118, 1057 (1971);
- [5] A.C.I. COMMITTEE 222 - Corrosion of metals in concrete - ACI 222 R-85 A.C.I. Jour. Title n.82-1 Jan-Feb. 195 pp.3-32.

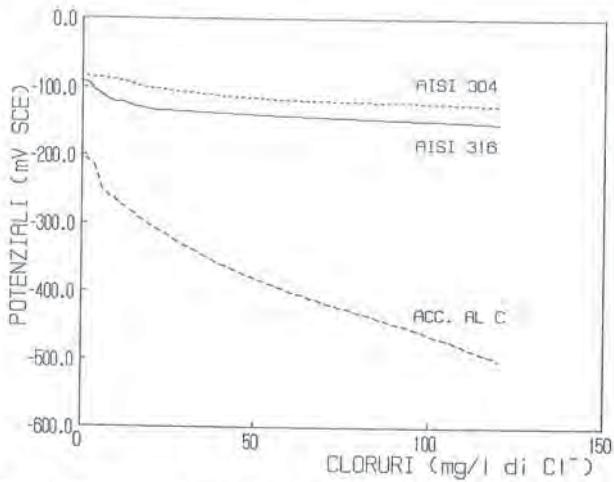


Fig. 1. Potenziali spontanei per provini in acciaio inox ed al C, in  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  contenente cloruri.

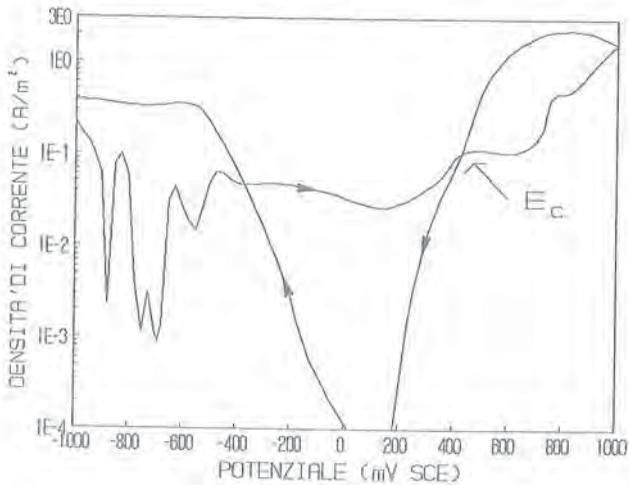


Fig. 2. AISI 316 - Soluzione satura di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  + 10 mg/l di  $\text{Cl}^-$ , polarizzazione potenziocinetica.

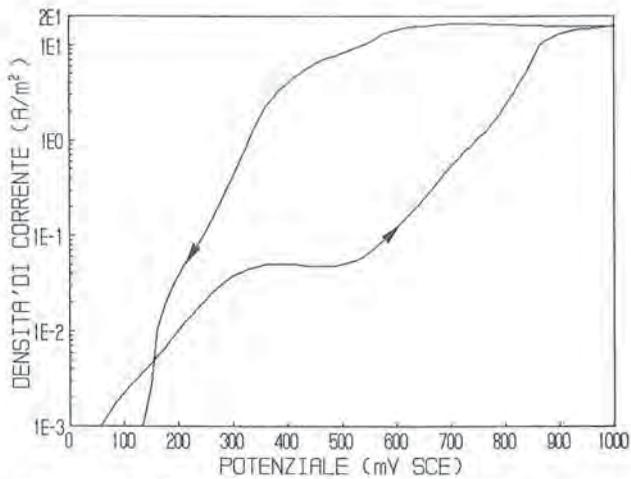


Fig. 3. AISI 304 - Soluzione saturata di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  + 125 mg/l di  $\text{Cl}^-$ .  
polarizzazione potenziocinetica da  $E_s$ .

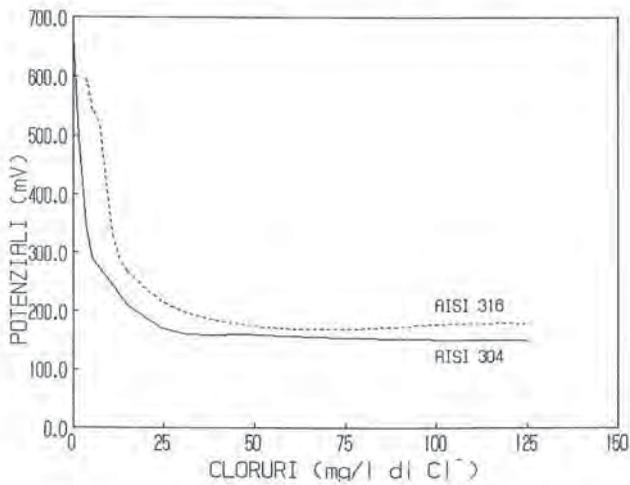


Fig. 4. Potenziali critici  $E_c$ .

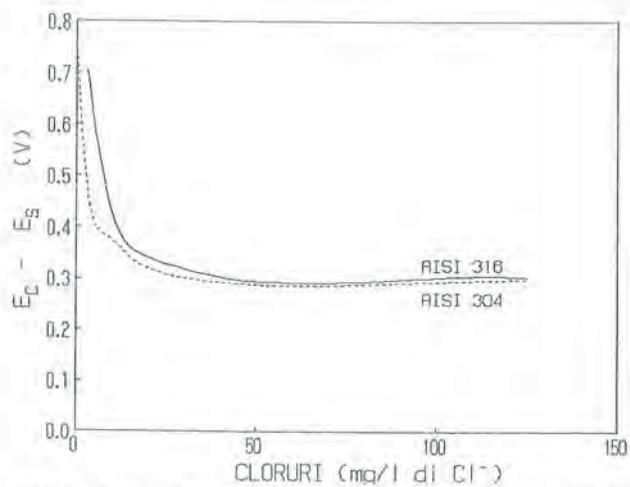


Fig.5. Intervallo di potenziale di tolleranza prima dell'innesco dei vaioli.

## COMPORTAMENTO CICLICO DI BARRE DI ACCIAIO INOSSIDABILE PER C.A.

Marcello CIAMPOLI - Michele MELE  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università di Roma "La  
Sapienza"



## COMPORTAMENTO CICLICO DI BARRE DI ACCIAIO INOSSIDABILE PER C.A.

Marcello CIAMPOLI

Michele MELE

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

### SOMMARIO

Nell'articolo sono illustrati alcuni risultati preliminari di un esteso programma di ricerca coordinata, volto ad analizzare le potenzialità di impiego delle armature in acciaio inossidabile nella realizzazione delle strutture in c.a. ed a verificare l'applicabilità della usuale teoria del cemento armato al caso degli elementi armati con esse. I risultati presi in esame sono stati ricavati da una serie di prove eseguite su barre ad aderenza migliorata, soggette anche ad azioni alternate di forte intensità, quali quelle generate da un evento sismico. Tali prove sono state svolte con gli obiettivi di valutare il comportamento delle barre in acciaio inossidabile alle azioni cicliche e di calibrare un modello analitico del legame  $\sigma$ - $\epsilon$ , idoneo per l'analisi della risposta non lineare delle sezioni e degli elementi in c.a. Il risultato più significativo consiste nell'osservazione dell'elevata duttilità delle barre realizzate in acciaio inossidabile e quindi del ridotto degrado di rigidezza e resistenza delle stesse al progredire del carico.

### SUMMARY

This paper discusses some preliminary results of an extensive co-ordinated research program, whose main aim consists in analyzing the advantages gained in adopting stainless reinforcement bars for r.c. elements, and in verifying the effectiveness of the theory of structural concrete also for the safety check of elements reinforced with these bars. The results examined are derived from a series of tests carried out on ribbed bars subjected to cyclic excitation of high intensity, like that generated by an earthquake. These tests were carried out to evaluate the behaviour of the stainless steel bars, and to calibrate a model of the constitutive law of stainless steel suitable for the analysis of the nonlinear behaviour of r.c. sections and elements. The main result is that the stainless reinforcement bars are characterized by a very high ductility, and exhibit a slight decay of strength and stiffness as the strain attains the values reached during a strong earthquake.

### 1. INTRODUZIONE

La durabilità delle costruzioni in c.a. costituisce un problema molto dibattuto, che è oggetto in questi anni di un crescente interesse da parte dei ricercatori. Infatti, le conseguenze economiche della perdita di funzionalità delle costruzioni per effetto di una limitata durabilità e del degrado strutturale che ad essa consegue sono ben superiori a quelle dei dissesti o crolli dovuti ad insufficiente resistenza: ciò a causa della maggiore frequenza dei

danni legati al degrado che si verifica durante il regolare esercizio della costruzione per effetto, ad esempio, dell'esposizione ad agenti aggressivi, frequenza imputabile, tra l'altro, alla carenza di prescrizioni normative mirate alla progettazione per la durabilità.

Il fenomeno che interviene in modo più incisivo nel determinare il degrado delle strutture in c.a. è rappresentato sicuramente dalla corrosione delle barre d'armatura, che si manifesta e progredisce per effetto di vari fenomeni, tra cui la fessurazione, la carbonatazione e la corrosione per attacco acido del calcestruzzo, e nel caso di esposizione degli elementi strutturali ad agenti aggressivi di natura atmosferica e meteorica o ambientali.

Le tecniche attualmente adottate per prevenire, o almeno controllare, il fenomeno della corrosione delle barre d'armatura sono diverse: l'aumento dello spessore del copriferro; l'impregnazione delle superfici in calcestruzzo con prodotti impermeabilizzanti o protettivi; la predisposizione di un sistema di protezione catodica; l'impiego di barre zincate o rivestite con formulati di resine (generalmente epossidiche). Tali sistemi non forniscono però sempre buoni risultati, sia per le difficoltà legate ad una perfetta esecuzione in opera che nel caso degli elementi fortemente sollecitati, come possono essere quelli delle costruzioni realizzate nelle zone sismiche, in cui addirittura possono alterare in senso sfavorevole la risposta strutturale. Per effetto infatti di sollecitazioni alternate e di forte intensità, negli elementi strutturali in c.a. si manifesta un degrado consistente dello strato di conglomerato di copriferro, non contenuto dall'armatura trasversale, e quindi la perdita della protezione garantita da prodotti impermeabilizzanti, ed inoltre viene seriamente impegnata l'aderenza delle barre al conglomerato, che è invece in qualche misura compromessa dalla predisposizione su di esse di uno strato di rivestimento.

Da queste considerazioni deriva un forte interesse per l'impiego, nella realizzazione delle strutture in c.a., delle barre ad aderenza migliorata e delle reti elettrosaldate in acciaio inossidabile che sono attualmente disponibili sul mercato, in accordo peraltro a quanto già suggerito dalle più recenti raccomandazioni normative (Eurocodice 2, CEB-FIP Model Code 1990).

Il vantaggio principale di questa particolare lega, che viene diffusamente impiegata per altre applicazioni, è infatti l'inalterabilità della resistenza alla corrosione in presenza di stati di tensione elevati e rispetto alle operazioni di stoccaggio e trasporto in cantiere, taglio e piegatura; di conseguenza vi è anche la possibilità di ridurre le dimensioni degli elementi strutturali, adottando spessori di copriferro minimi.

La soluzione proposta, che appare ottimale ai fini del conferimento di una elevata durabilità alle costruzioni, è in parte contrastata da due elementi: da un lato l'elevato costo del materiale, legato alla particolare composizione ed in parte alle fluttuazioni dei costi dei materiali di lega (nichel, cromo, molibdeno), che a tutt'oggi ne limita l'impiego ad applicazioni speciali, ovvero per opere di notevole interesse per la comunità o esposte all'azione di ambienti particolarmente aggressivi; dall'altro il fatto che gli aspetti comportamentali del materiale, o meglio delle reti elettrosaldate e delle barre nervate realizzate con esso, sono poco noti, soprattutto nel caso di sollecitazioni ciclicamente ripetute.

Per quel che riguarda il primo punto, mancano ancora oggi precise indagini economiche volte al confronto dei costi effettivi di una costruzione realizzata con barre di acciaio ordinario o inossidabile o protetta con altre tecniche rispetto alla corrosione, costi valutati tenendo conto, evidentemente, dell'attualizzazione degli oneri associati alle operazioni di manutenzione richieste caso per caso. Tali ricerche sono finalmente in fase di avviamento, almeno per quel che riguarda la protezione degli impalcati dei viadotti autostradali.

Per quel che riguarda invece il secondo punto, appare necessario uno studio sistematico che fornisca una maggiore conoscenza del comportamento delle armature per c.a. realizzate in acciaio inossidabile ed una verifica della applicabilità o meno, nel caso specifico, della teoria del cemento armato per i diversi stati-limita.

Al riguardo, è stato avviato un articolato programma di ricerca sperimentale coordinata, che coinvolge diversi centri di ricerca teorica e sperimentale ed è volto ad esaminare i seguenti aspetti:

- le caratteristiche meccaniche dell'acciaio inossidabile, l'aderenza acciaio-calcestruzzo, la fessurazione e le possibilità di impiego delle reti elettrosaldate come armatura di pelle per ricoprimenti elevati (Università di Padova e Venezia);
- la duttilità e la capacità di rotazione plastica (Università di Pavia e Venezia);
- la duttilità e la risposta alle azioni sismiche nonché l'elaborazione di una teoria statica del cemento armato con barre di acciaio inossidabile (Università di Roma "La Sapienza");
- il comportamento ai carichi ciclici e la resistenza a fatica (Università di Venezia);
- la resistenza agli attacchi chimici (Università di Napoli);
- il comportamento al fuoco (Laboratorio Sperimentale del Ministero dell'Interno);
- l'accoppiamento acciaio inossidabile-acciaio normale ed i relativi fenomeni elettrochimici (Ansaldo, ENEA).

Il programma prevede lo svolgimento di estese serie di prove sperimentali, a cui per ora è stato dato solo avvio. Nel seguito sono pertanto descritti alcuni risultati preliminari della parte relativa alla definizione delle caratteristiche del comportamento delle barre d'armatura per c.a. realizzate in acciaio inossidabile e soggette ad azioni ciclicamente variabili, di intensità paragonabile a quella generata da un sistema. Tale indagine è in fase di svolgimento presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza".

## 2. DESCRIZIONE DELLA RICERCA SVOLTA E MODALITÀ DI PROVA

Come delineato nell'introduzione, nella definizione del programma di ricerca volto alla verifica della possibilità di impiego delle armature in acciaio inossidabile nella realizzazione delle strutture in c.a., particolare attenzione è stata dedicata all'esame del comportamento delle barre ad aderenza migliorata soggette a sollecitazioni alternate, quali quelle generate da un terremoto di forte intensità. Questo soprattutto perché la modellazione delle barre d'armatura acquista un notevole interesse nello studio del comportamento delle sezioni in c.a. soggette a carichi ciclici, essendo in tali casi l'influenza delle barre sulla risposta della sezione in genere superiore a quella del conglomerato.

Sono state quindi effettuate prove monotone, in trazione e compressione, e prove cicliche, a deformazione simmetrica e di intensità crescente, su barre di differente diametro, con l'obiettivo di calibrare un modello analitico del legame  $\sigma - \epsilon$ . Esse riproducono in parte alcune approfondite esperienze su barre di acciaio ordinario, diffusamente commentate in [1]; ciò al fine di poter stabilire utili confronti tra il comportamento degli acciai normali ed inossidabili.

Le prove sono state eseguite su barre di acciaio inossidabile ad aderenza migliorata di tipo REVAL 30 (la cui composizione è all'incirca la seguente: C  $\leq$  0.03 %; Mn  $\leq$  2.00 %; Si  $\leq$  1.00 %; Cr = 18.00 + 20.00 %; Ni = 8.00 + 12.00 %; P  $\leq$  0.045 %; S  $\leq$  0.03 %), di diametro  $\phi$  pari a 16, 20 e 25 mm e vincolate alle estremità su basi di differenti lunghezze.

In merito alla modellazione del legame costitutivo del materiale, come illustrato in [1], risulta infatti evidente che, in generale, non è possibile adottare una formulazione simmetrica in trazione e compressione, per effetto dell'instabilità in campo post-elastico delle barre compresse. Questo fenomeno dipende dal differente ritegno offerto dalle staffe, e quindi dalle possibili disposizioni e dal passo di esse: una conoscenza accurata di esso è pertanto fondamentale per lo studio del comportamento ciclico delle sezioni e degli elementi in c.a. oltre la soglia elastica. Il rapporto tra la lunghezza L della base di misura ed il diametro delle barre, che rappresenta il fattore che maggiormente caratterizza l'entità dello svergolamento, è stato quindi assunto pari a:  $L/\phi = 5 - 8 - 11$ . La lunghezza della base di misura rappresenta infatti l'interasse delle staffe di contenimento, nell'ipotesi, peraltro perfettamente realistica, di una deformata simmetrica rispetto all'asse delle stesse, ovvero che le barre siano incastrate all'altezza delle staffe. Il limite inferiore di tale rapporto è stato fissato perché la ridotta lunghezza della base di misura che ad esso corrisponde garantisce l'assenza di svergolamento in compressione.

I carichi ciclici sono stati applicati tramite una pressa universale oleodinamica, con regolazione manuale del carico. In fig. 1 è indicato il posizionamento del provino per l'applicazione del carico nelle due direzioni. Ogni provino è stato confezionato saldando su ciascuna estremità della barra, ad una distanza pari alla base di misura, quattro spezzoni di barre dello stesso diametro e di 50 mm di lunghezza. Tali spezzoni forniscono la necessaria reazione durante l'applicazione delle forze di trazione e compressione, poiché contrastano direttamente con la piastra inferiore della pressa nel primo caso e con entrambe le piastre nel secondo.

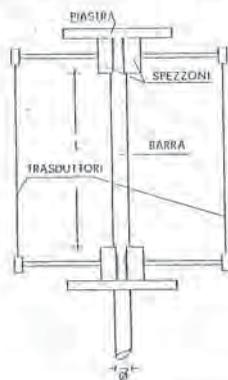


Fig. 1 - Schema di posizionamento del provino

Le operazioni di saldatura sono state eseguite in modo da evitare comportamenti fragili locali delle barre: al riguardo si rileva che in nessun caso sono state riscontrate rotture fragili per cedimento dei cordoni di saldatura, essendo questa operazione eseguita con elettrodi speciali per acciaio inossidabile (del tipo INOXCORD E316 L-16).

Per misurare le deformazioni del provino sono stati impiegati due trasduttori ad induttanza, diametralmente opposti rispetto all'asse dello stesso ed aventi le basi di misura coincidenti con le basi di vincolo. Il carico applicato dalla pressa e le misure rilevate dai trasduttori sono stati acquisiti da una centralina collegata ad un personal computer sul cui schermo è stato possibile seguire in tempo reale l'evoluzione delle prove; ciò ha permesso di svolgere tutte le prove a controllo di deformazione, regolando manualmente la forza applicata in funzione della storia di deformazione richiesta. I legami  $\sigma - \epsilon$  dedotti hanno evidentemente un carattere solo convenzionale, essendo ricavati dai diagrammi globali forza-spostamento, dividendo la forza F per l'area della barra e lo spostamento complessivo  $\delta$  per la lunghezza della stessa; per effetto infatti dello svergolamento, lo stato tensionale effettivo della barra non coincide con quello teorico. In particolare, il valore della deformazione unitaria rappresenta la media di quanto avviene nel tratto di barra, e quindi include l'effetto di un eventuale svergolamento.

### 3. RISULTATI DELLE PROVE

#### a) prove monotone

In tabella 1 sono riassunte, in funzione del diametro, le caratteristiche meccaniche del materiale, espresse attraverso i valori medi dei risultati delle prove monotone di trazione eseguite sulle barre.

Tabella 1 - Caratteristiche delle barre risultanti dalle prove monotone di trazione (valori medi)

$\phi$	$E$	$f(0.2)$	$f_t$	$A_5$
16	180500	640	800	43.5
20	193000	370	670	47.7
25	205000	345	650	48.9

$\phi$  = diametro della barra [mm];  $E$  = modulo elastico [MPa];  $f(0.2)$  = resistenza convenzionale allo snervamento [MPa];  $f_t$  = resistenza a rottura [MPa];  $A_5$  = allungamento limite a rottura misurato su 5 diametri.

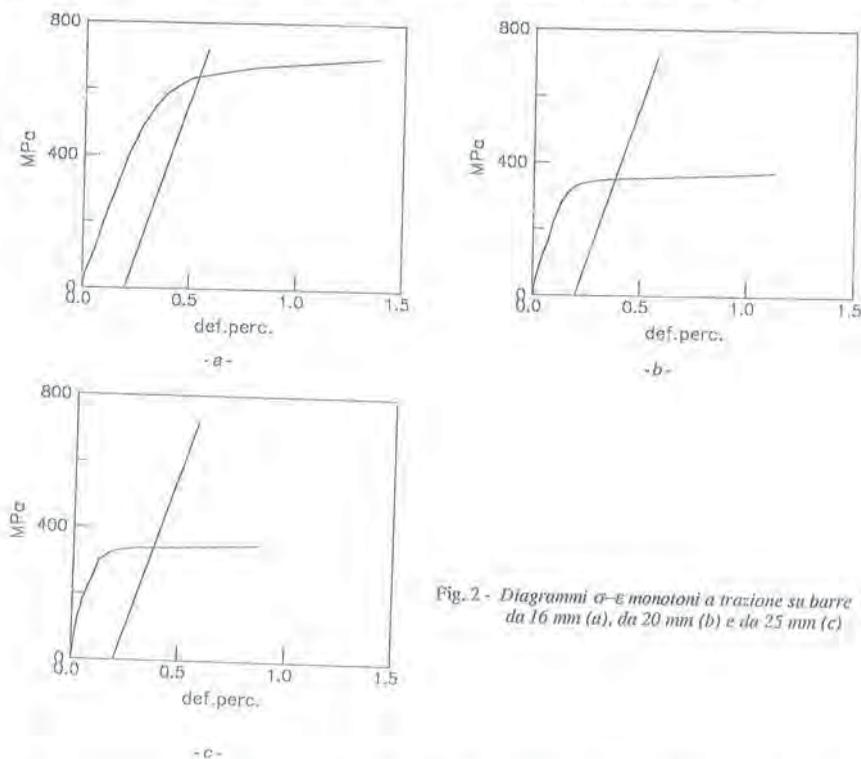


Fig. 2 - Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  monotoni a trazione su barre da 16 mm (a), da 20 mm (b) e da 25 mm (c)

Dall'esame dei diagrammi ricavati in tali prove, alcuni dei quali sono riportati a titolo d'esempio in fig. 2, si rileva che le barre in acciaio inossidabile non hanno uno snervamento definito e presentano un leggero incrudimento al progredire della deformazione: il rapporto tra il modulo elastico tangente, valutato tra la deformazione

convenzionale allo snervamento (corrispondente alla deformazione che allo scarico da luogo ad una deformazione residua dello 0,2 %) ed una deformazione del 3 %, risulta variabile tra l'1 ed il 2 %, in proporzione inversa al diametro della barra. Il valore del modulo di elasticità tangenziale risulta ridotto rispetto a quello dell'acciaio ordinario, anche se in modo contenuto (la riduzione è infatti al massimo del 14 %).

Le caratteristiche essenziali che diversificano il comportamento delle barre in acciaio inossidabile da quello delle barre in acciaio ordinario sono invece due: la variazione della resistenza convenzionale a snervamento e della resistenza ultima in funzione del diametro e l'eccezionale valore dell'allungamento limite (ben superiore al valore richiesto come minimo garantito per le barre in acciaio ordinario, che è pari al 12 + 14 %) e quindi della duttilità del materiale. In merito al primo aspetto evidenziato, si rileva che esso è legato alla possibilità di controllare, nella fase di fine laminazione, la temperatura delle barre di minore diametro, che pertanto presentano caratteristiche meccaniche più elevate. Un livello di resistenza uniforme può essere tuttavia conseguito apportando una serie di modifiche all'impianto di produzione e quindi applicando procedimenti tecnologici più controllati; tali modifiche richiedono alcuni investimenti, che potranno essere sicuramente sostenuti nel caso di un crescente impiego di armature in acciaio inossidabile. Il secondo aspetto appare molto favorevole all'utilizzo dell'acciaio inossidabile nelle costruzioni sismiche, anche se ai più elevati livelli di deformazione corrispondono un forte sviluppo di calore ed una rilevante strizione.

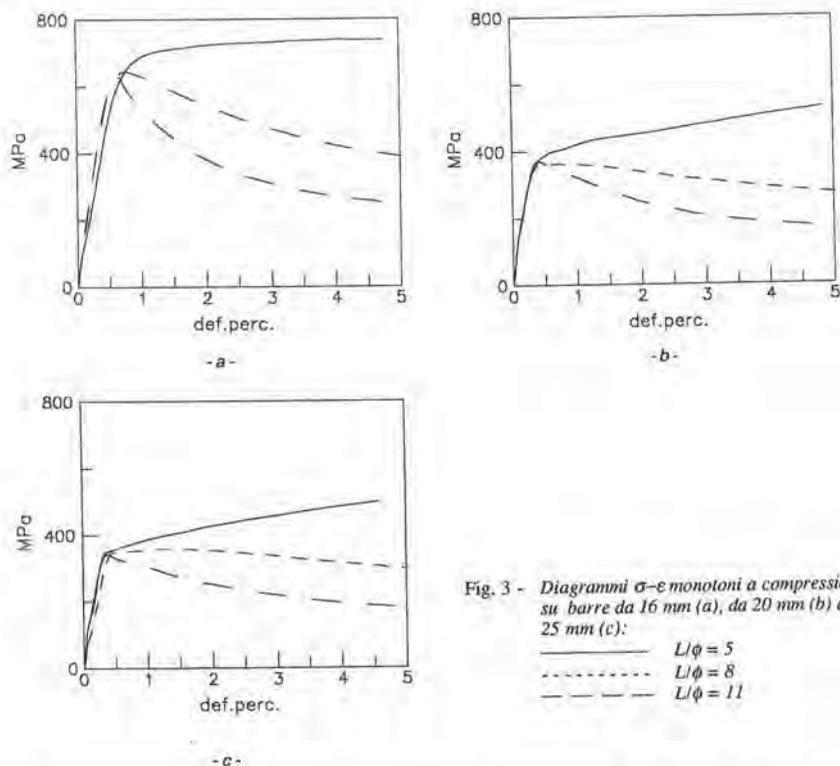


Fig. 3 - Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  monotoni a compressione su barre da 16 mm (a), da 20 mm (b) e da 25 mm (c):

- $L/\phi = 5$
- - -  $L/\phi = 8$
- · -  $L/\phi = 11$

Se si analizzano invece i risultati delle prove monotone in compressione (fig. 3), eseguite sulle barre adottando differenti basi di misura, calibrate in modo da coprire i possibili passi delle staffe usualmente adottati nelle costruzioni civili, si rileva che all'aumentare della lunghezza della base di misura, e quindi dell'interasse delle

staffe, per effetto dello svergolamento in compressione della barra, si ha un forte degrado della resistenza al variare della deformazione ed un significativo effetto di incrudimento "negativo". Come risulta infatti dai valori riportati in tabella 2, la pendenza media del ramo plastico del legame  $\sigma$ - $\epsilon$  passa infatti dal 2 % circa nel caso di:  $L/\phi = 5$ , a:  $-(2 + 6)$  % nel caso di:  $L/\phi = 11$ . L'entità di tale effetto è più marcata per le barre di diametro  $\phi 16$ , a differenza del caso delle barre di acciaio ordinario in cui esso è sostanzialmente indipendente dal diametro della barra, ed è solo funzione del rapporto  $L/\phi$ .

Tabella 2 - Rapporto percentuale tra il modulo secante del ramo incrudente (valutato tra la deformazione corrispondente ad una deformazione residua allo scarico dello 0,2 % e quella del 3 %) ed il modulo tangente iniziale.

$\phi$ (mm)	$L/\phi = 5$	$L/\phi = 8$	$L/\phi = 11$
16	1,8	- 3,3	- 6,6
20	2,0	- 1,2	- 3,2
25	2,0	- 1,0	- 2,1

#### b) prove cicliche

In primo luogo sono state eseguite prove a deformazione simmetrica, incrementando dell'1 % la deformazione ad ogni ciclo, fino a raggiungere una deformazione del 5 %. I relativi risultati sono riportati nelle figg. 4, 5 e 6, in funzione della lunghezza della base di misura adottata.

Dall'esame di essi si rileva che, in assenza di svergolamento in compressione, cioè per  $L/\phi = 5$ , il comportamento della barra, che è fortemente dipendente dalla storia di carico una volta superata la soglia di snervamento, è pressoché simmetrico in trazione e compressione: nonostante gli elevati livelli di deformazione inoltre, non si ha un evidente degrado di resistenza, a garanzia dell'ottima duttilità dell'acciaio inossidabile. La curva scheletro riproduce quella ricavata dalle prove monotone, sia in trazione che in compressione.

All'atto dell'inversione del carico, si riscontrano puntualmente i diversi fenomeni legati all'effetto Bauschinger, ovvero la diminuzione del livello della tensione di snervamento dopo l'inversione del carico e la diminuzione della curvatura nella zona di raccordo tra il tratto elastico e quello plastico all'aumentare dell'escursione plastica.

In merito ai diagrammi riportati, si rileva che le imperfezioni presenti all'intersezione con l'asse delle  $\epsilon$  sono dovute ad assestamenti del provino, che si sono manifestati all'atto dell'inversione del carico.

In tutti i campioni esaminati si verifica un effetto di incrudimento isotropo, ovvero un aumento della resistenza massima raggiunta nei diversi cicli, che risulta più marcato per le barre di maggiore diametro e per sollecitazioni di trazione, e diminuisce all'aumentare del livello di deformazione applicato al campione.

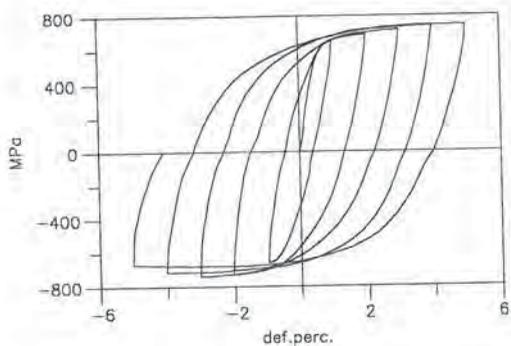
La pendenza dei rami di scarico risulta approssimativamente costante in trazione, mentre aumenta in compressione. Quella dei tratti di raccordo dei rami di scarico con quelli scheletro aumenta al progredire dell'entità della deformazione plastica, mentre diminuisce progressivamente l'estensione del tratto elastico di tali rami, sia in trazione che in compressione: a tali fenomeni corrisponde evidentemente un degrado di rigidità.

Esaminando invece i risultati delle prove eseguite con basi di misura di maggiore ampiezza ( $L/\phi = 8 + 11$ ), si riscontra un consistente degrado della resistenza in compressione. A differenza però del caso delle barre ad aderenza migliorata in acciaio ordinario, i diagrammi relativi ai diversi diametri non sono tra loro sovrapponibili, a parità del rapporto tra la lunghezza della base di vincolo ed il diametro: infatti l'effetto dello svergolamento in compressione è più sensibile per le barre di minore diametro, in quanto caratterizzate da più elevate resistenze. In tutti i casi comunque la pendenza della curva scheletro oltre lo snervamento diviene negativa.

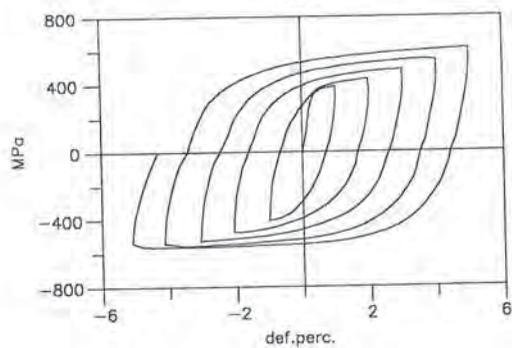
Nel caso limite di:  $L/\phi = 11$ , la rigidità dei rami di raccordo verso la trazione tende a diminuire in modo sensibile all'aumentare della deformazione: tale fenomeno, come rilevato anche in [1], è dovuto al fatto che all'inversione del carico la forza di trazione agisce su un elemento deformato per svergolamento, la cui rigidità assiale si recupera solo quando esso assume la deformazione rettilinea.

Confrontando invece i diversi diagrammi a parità di diametro della barra, si rileva la forte influenza del rapporto  $L/\phi$  sulla risposta a forze di compressione: il diagramma in sviluppo in trazione invece non si modifica. Sempre in compressione, si manifesta inoltre una tendenza opposta a quella dell'incrudimento isotropo, che risulta da prove numeriche molto significativa nel caratterizzare la risposta dell'elemento strutturale.

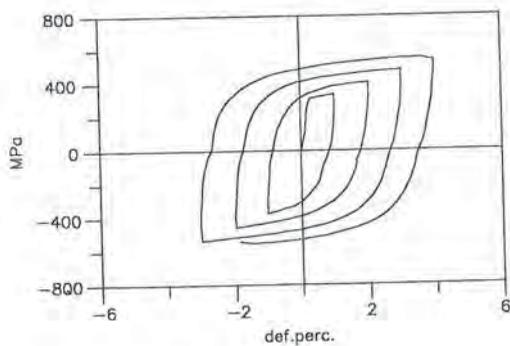
Di seguito sono state eseguite prove ancora a deformazione simmetrica, in cui però, per ciascun livello di deformazione, progressivamente incrementata dello 0,5 % e fino al valore limite del 2 %, sono stati eseguiti tre cicli in modo da controllare la stabilità della risposta. I risultati di tali prove sono in linea con i precedenti e mostrano come il comportamento sia stabile nei confronti della ripetizione dei cicli di carico e scarico: il corrispondente degrado di resistenza, superiore per le barre di minore diametro, è infatti contenuto entro limiti accettabili.



- a -

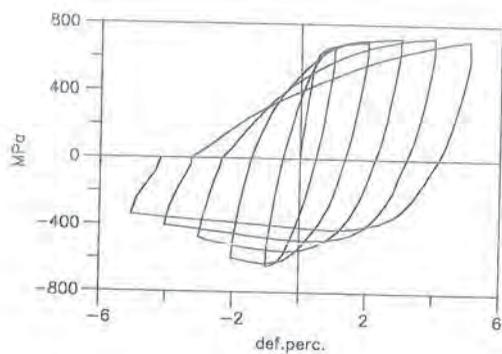


- b -

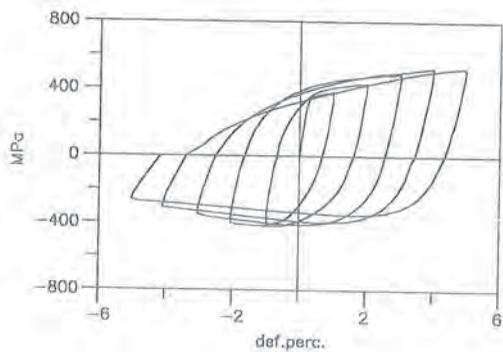


- c -

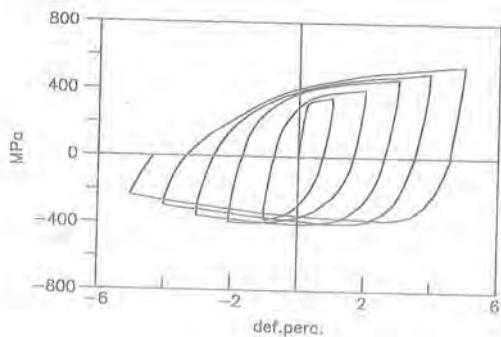
Fig. 4 - Diagrammi  $\sigma - \varepsilon$  ciclici simmetrici su barre con  $L/\phi = 5$  da 16 mm (a), da 20 mm (b) e da 25 mm (c)



- a -



- b -



- c -

Fig. 3 - Diagrammi  $\sigma - \varepsilon$  ciclici simmetrici su barre con  $L/\psi = 8$  da 16 mm (a), da 20 mm (b) e da 25 mm (c)

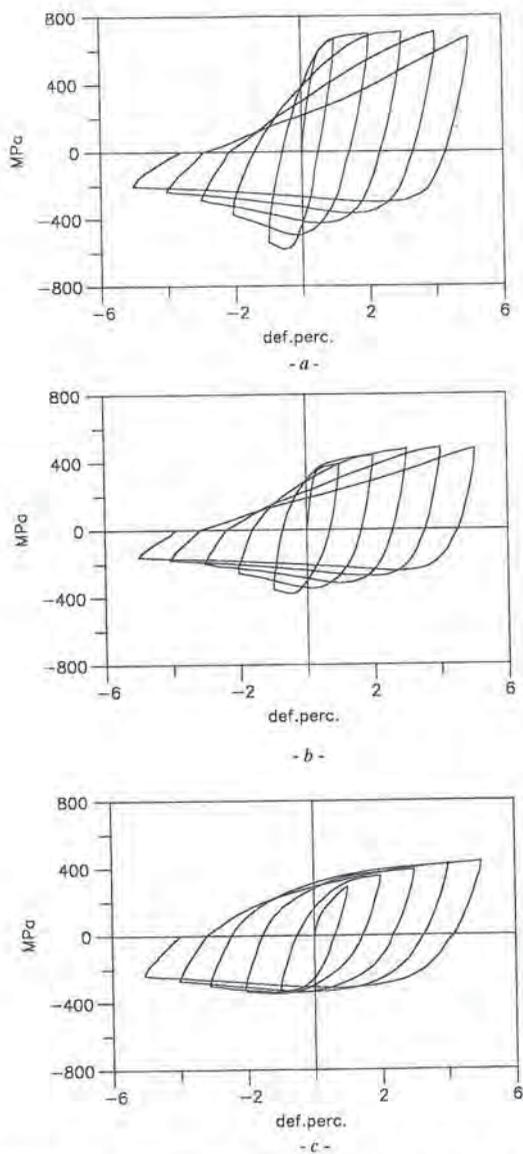


Fig. 6 - Diagrammi  $\sigma - \epsilon$  ciclici simmetrici su barre con  $L/\phi = 11$  da 16 mm (a), da 20 mm (b) e da 25 mm (c)

#### 4. CONCLUSIONI

I risultati illustrati in precedenza, che pure necessitano di un esteso approfondimento, consentono tuttavia di trarre alcune indicazioni in merito all'applicabilità delle barre ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile come armatura di elementi in c.a. soggetti ad azione sismica. Infatti, se si prescinde dalla variazione di resistenza, che è

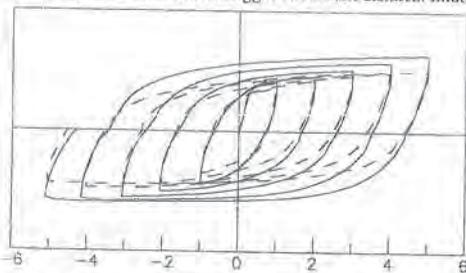


Fig. 7 - Confronto tra il comportamento ciclico di barre in acciaio inossidabile (—) e liscio (---)

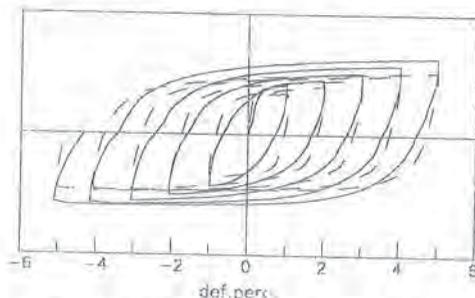


Fig. 8 - Confronto tra il comportamento di barre ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile (—) e ordinario (---)

#### Ringraziamenti

Il materiale per l'esecuzione delle prove è stato fornito dalla Società Acciaierie Valbruna s.p.a., che contribuì allo svolgimento delle diverse fasi della ricerca sperimentale coordinata.

Un caloroso ringraziamento va al tecnico Vincenzo La Mesa, per la consueta preziosa collaborazione offerta nello svolgimento delle prove e per la cura posta nella redazione dei diagrammi sperimentali.

#### Bibliografia

- [1] MONTI, G., NUTI, C.: "Modellazione del comportamento ciclico di barre di acciaio per armatura di elementi in cemento armato", Università di Roma 'La Sapienza', Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Collana Studi e Ricerche, n. 1/90, luglio 1990
- [2] MONTI, G., NUTI, C.: "Un modello per le barre d'acciaio con incrudimento misto e svergolamento post-elastico", di prossima pubblicazione, dicembre 1990
- [3] CIAMPOLI, M., VIA, G.: "Riparazione e rinforzo di strutture in c.a. danneggiate dal sisma", Convegno Nazionale: L'Ingegneria Sismica in Italia, Rapallo, 6-9 giugno 1984

un fenomeno temporaneo e sicuramente rimediabile attraverso l'adozione di tecnologie produttive più efficienti e controllate, è immediato osservare che le barre in acciaio inossidabile presentano una elevata duttilità, e, se è sufficientemente limitato il passo delle staffe, un comportamento stabile sia in trazione che in compressione: questo all'aumentare sia della deformazione imposta, sino a livelli molto spinti, che, a parità di deformazione, del numero di cicli ripetuti.

Il confronto del comportamento ciclico delle barre in acciaio inossidabile con quelle in acciaio liscio o ordinario (riportato nelle figg. 7 e 8 per il caso della barra da 20 mm di diametro), conferma la sostanziale analogia di comportamento delle barre ad aderenza migliorata: quelle in acciaio inossidabile hanno però una maggiore duttilità.

Per quel che riguarda la calibrazione del modello analitico del legame  $\sigma - \epsilon$ , appare adeguato il modello assunto per rappresentare il comportamento dell'acciaio ordinario, di recente messo a punto in [2], che include l'effetto dello svergolamento post-elastico.

Le fasi successive della ricerca comportano la esecuzione di prove del tipo descritto e di aderenza e l'esame dei risultati di prove su campioni in scala ridotta di nodi trave-pilastro armati con barre di acciaio inossidabile e progettati, in accordo a [3], in modo che si verifichi il collasso delle sezioni di innesto nel nodo della trave o del pilastro o del nodo stesso. Tale elaborazione consentirà di interpretare correttamente il comportamento dell'acciaio inossidabile e di verificare l'affidabilità del modello analitico preso in esame.

## ANALISI DEL TRAFFICO STRADALE PER LE VERIFICHE DEI PONTI

Pietro CROCE - Luca SANPAOLESI  
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Pisa



## ANALISI DEL TRAFFICO STRADALE PER LE VERIFICHE DEI PONTI

Pietro CROCE    Luca SANPAOLESI

Istituto di Scienza delle Costruzioni  
Università di Pisa

## SOMMARIO

Lo studio della normativa per i ponti stradali richiede la conoscenza degli effetti indotti dal traffico reale: tale esigenza è stata particolarmente avvertita nei lavori per la redazione della Parte 12 dell'Eurocodice 1, che tratta appunto delle norme europee sui carichi per i ponti stradali. A questo scopo sono stati utilizzati i dati ottenuti in due estese campagne di misurazioni di traffico eseguite in Europa: i risultati più significativi e le relative elaborazioni sono sinteticamente illustrati nella presente memoria.

## SUMMARY

The study of road bridges standards requires the knowledge of the effects induced by the real traffic: this need has been felt especially in the works of the Part 12 of the Eurocode 1, concerning the loads on the road bridges. For this aim have been used the data obtained by means of two large series of traffic measurements carried out in Europe: the most significant results and analysis are summarized in the present paper.

## 1. INTRODUZIONE

Il problema della determinazione dei carichi di progetto dei ponti ha assunto negli ultimi anni importanza fondamentale in seguito al massiccio incremento del volume di traffico commerciale stradale, all'espansione della rete stradale ed all'incremento di peso dei singoli veicoli, legato sia ad un aumento del carico utile, sia alla riduzione del numero di veicoli scarichi, connessa ad una più oculata gestione del parco veicoli da parte delle società di autotrasporto; ulteriore motivo di incremento è costituito dalla libera circolazione dei beni e delle merci stimolata dalla Comunità Economica Europea.

Allo stato attuale i carichi previsti dalle varie normative sono individuati in base ai carichi massimi di cui è consentita la circolazione stradale e che sono diversi da paese a paese. Questo fa sì che su una stessa struttura, a seconda della normativa che si applica, si ottengono sollecitazioni anche molto differenti tra loro: a titolo di esempio, nelle figure 1, 2, 3 e 4 sono diagrammati, in funzione della luce, i valori del carico equivalente, distribuito sull'intera luce o concentrato su un tratto di 10 m a cavallo della mezzera, corrispondente al momento flettente nella sezione di mezzera di una trave semplicemente appoggiata, per due o quattro corsie, tenuto conto anche del coefficiente dinamico e del livello tensionale ammesso [1], [2].

D'altra parte, e ciò si verifica in particolare per il traffico all'interno dell'Europa continentale, non vi sono ragioni che giustifichino le differenze rilevate, essendo evidente che sono gli stessi veicoli a circolare nei vari Paesi.

Sulla base di quanto detto appare quindi evidente che un corretto modo di procedere per la definizione di un codice europeo per i ponti richiede preliminarmente la conoscenza dei carichi effettivi che possono transitare sulla struttura, dipendenti essenzialmente dal volume e dal tipo di traffico, dalla sua composizione e dal tipo e dall'ubicazione della strada servita; tale esigenza è stata particolarmente avvertita nell'ambito dei lavori della parte 12, relativa ai carichi sui ponti stradali, dell'Eurocodice 1, cui gli scriventi partecipano.

Al momento sono disponibili i risultati, oggetto della presente memoria, di due estese campagne di misurazione dei carichi dovuti al traffico stradale: la prima, inquadrata nell'ambito della ricerca CEE su "Misure ed interpretazioni dei carichi dinamici sui ponti" [1], [2], si è svolta tra il 1979 e il 1982 ed è consistita in misure di carichi e di tensioni su nove ponti ubicati in sei Paesi europei, mentre la seconda, più recente, copre principalmente il quadriennio 1984-1988 e riguarda misure di traffico e di carico su sezioni stradali in tutta Europa [3]. I risultati ottenuti ed il loro confronto consentono di evidenziare l'evoluzione del traffico e di delineare le possibili linee future di tendenza.

## 2. MISURE DI TRAFFICO

Scopo delle misure di traffico era di determinarne la velocità e la composizione, in termini di veicoli pesanti e veicoli leggeri e di distanza tra veicoli successivi; per ciascun veicolo pesante, inoltre, venivano registrati il numero di assi, i carichi-asse ed i rispettivi interassi.

Le misure, effettuate su arterie di grande comunicazione (autostrade e strade nazionali), su strade secondarie e su strade urbane in prossimità di grandi centri, hanno interessato otto Paesi europei. In Italia, in particolare, le registrazioni sono state condotte sul Calambrone (1979), sul Rio Verde (autocamionale della Cisa) (1982) e, più recentemente (1987), sull'autostrada A1 a Piacenza, a Sasso Marconi ed a Piano Romano.

In genere i dati disponibili riguardano la corsia lenta, interessata dal traffico pesante, mentre più limitate sono le informazioni relative alle corsie veloci.

Le misurazioni sono state effettuate mediante "bilance" situate sulla sede stradale e descritte brevemente nel seguito, le quali consentivano l'archiviazione automatica dei dati registrati.

### 2.1. Dispositivi di misura

I dispositivi di misura impiegati, collegati ad un computer per l'elaborazione automatica dei dati, erano essenzialmente di due tipi: il primo consisteva in una combinazione di sensori induttivi, mediante i quali venivano individuati i tempi di passaggio degli assi, la velocità del veicolo e, quindi, gli interassi; e di sensori di tipo a variazione di resistenza, con i quali era pesato ciascun asse del veicolo transitante; il secondo tipo, invece, era costituito soltanto da cavi piezoelettrici, con i quali si leggevano gli istanti di passaggio, la velocità, gli interassi ed i carichi-asse di ciascun veicolo.

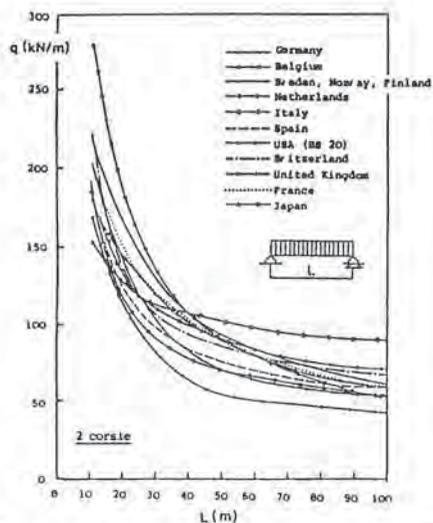


Fig. 1 - Carico distribuito equivalente (2 corsie)

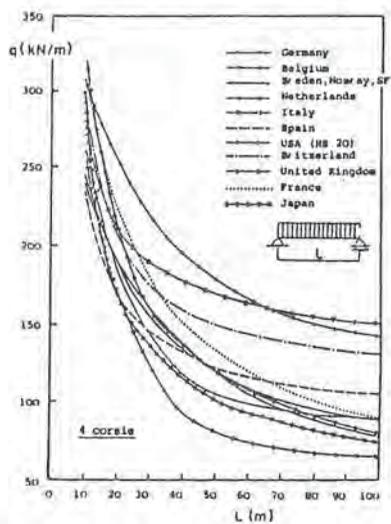


Fig. 2 - Carico distribuito equivalente (4 corsie)

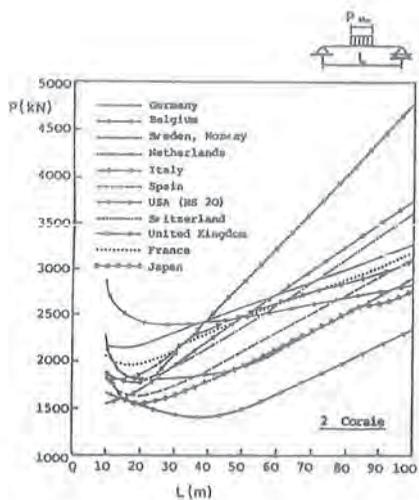


Fig. 3 - Carico concentrato equivalente (2 corsie)

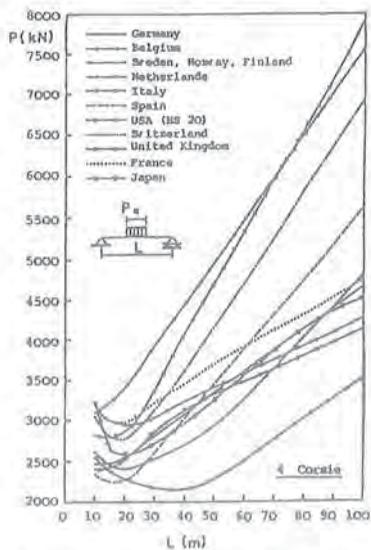


Fig. 4- Carico concentrato equivalente (4 corsie)

A titolo di esempio, in figura 5.a è rappresentato schematicamente un dispositivo del primo tipo, mentre in figura 5.b sono riportati alcuni esempi di registrazione.

## 2.2. Risultati della Ricerca CEE (1979-1982)

I dati ottenuti nell'ambito della ricerca hanno consentito di individuare 11 veicoli-tipo, differenziati per categoria, veicoli singoli, autoarticolati, veicoli con rimorchio, e per numero di assi. Nella tabella 1 sono riportati, per ciascun tipo di veicolo pesante, i relativi flussi. Nel seguito i veicoli singoli sono individuali con la sigla A preceduta dal numero degli assi, per esempio 3A indica il veicolo singolo a tre assi, gli autoarticolati con la sigla S preceduta dal numero di assi del trattore e seguita dal numero di assi del semirimorchio, così la sigla 3S2 indica un trattore a tre assi ed un semirimorchio con due assi disposti in tandem, mentre 2S3 indica un trattore a due assi con semirimorchio con tre assi disposti in tridem, gli autotreni, infine, con la sigla + preceduta dal numero di assi della motrice e seguita dal numero di assi del rimorchio, la sigla 2+3, quindi, definisce un autotreno con motrice a due assi e rimorchio a tre assi.

TIPO VEICOLO	CARONTE (F)	MONTHLERY (F)	AUTREVILLE (F)	HAAGSCHE S. (NL)	RHEDEN (NL)	LIMBURGER BAHN (D)	FORTH (GB)	MANCHESTER (GB)	RIO VERDE (I)
2A	49.2	57.2	39.2	80.3	52.1	41.3	89.1(*)	94.1(*)	58.1(*)
3A	4.8	4.3(#)	3.5(#)	4.4(#)	6.1(#)	3.1	1.9	1.1	2.0
4A	---	---	---	---	---	---	1.0	---	---
2S1	17.9	8.4	12.5	3.1	4.1	4.1	2.3	0.6	3.6
2S2	22.6(#)	18.1(#)	28.5	4.6(#)	11.8	5.5	5.6(#)	3.7(#)	3.3
2S3	---	0.8(#)	8.2	1.1	6.9(#)	5.4(#)	---	---	10.8
3S2	---	5.0	---	0.3	1.2	2.7(#)	---	---	---
3S3	---	---	---	0.5	1.2(#)	---	---	---	---
2+2	3.4	5.7	3.7(#)	3.6	7.6	13.8	---	---	1.9
3+2	---	---	---	0.3	1.4	6.9	---	---	---
2+3	1.1	---	2.3	0.7	3.8	16.2	---	---	2.6
3+3	0.4	---	---	---	---	---	---	---	4.2
Altri	0.6	0.5	2.1	1.4	5.2	1.0	0.1	0.5	16.8(#)

(\*) Percentuale riferita alla totalità dei veicoli

(#) Veicoli di peso massimo

Tabella 1 - Distribuzione percentuale dei veicoli tipo  
(Ricerca CEE 1979-1982)

Nel diagramma semilogaritmico di figura 6 sono riportate, infine, per ciascun ponte oggetto della misura, le distribuzioni dei carichi-asse superiori a 10 KN, rilevati nella campagna di misura: in ordinata è riportato il carico-asse Q ed in ascissa il rapporto tra il numero di assi di peso superiore a Q ed il numero totale di assi di peso superiore a 10 KN. L'esame del diagramma mostra chiaramente come il traffico inglese sia quello meno aggressivo, mentre assai aggressivi sono i traffici francese ed italiano.

## 2.3. Risultati della ricerca 1984-1988.

Nella tabella 2 sono riassunti i dati di traffico disponibili. Nella tabella sono riportati, per ciascuna sezione di misura, i seguenti dati: (1) tipo di strada (A=autostradale; M=strada principale; S=secondaria; U=urbana) e di traffico (L=locale; R=nazionale o internazionale;

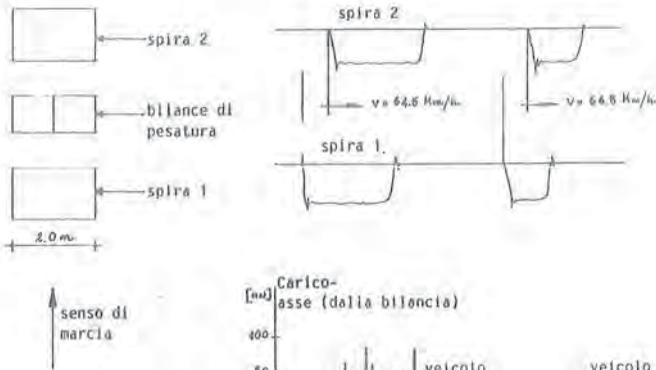


Fig. 5.a - Schema della strumentazione

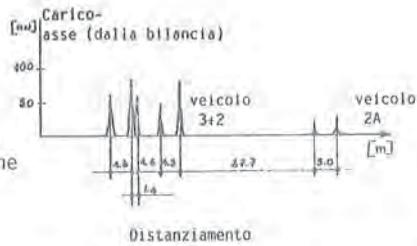


Fig. 5.b - Esempio di registrazione

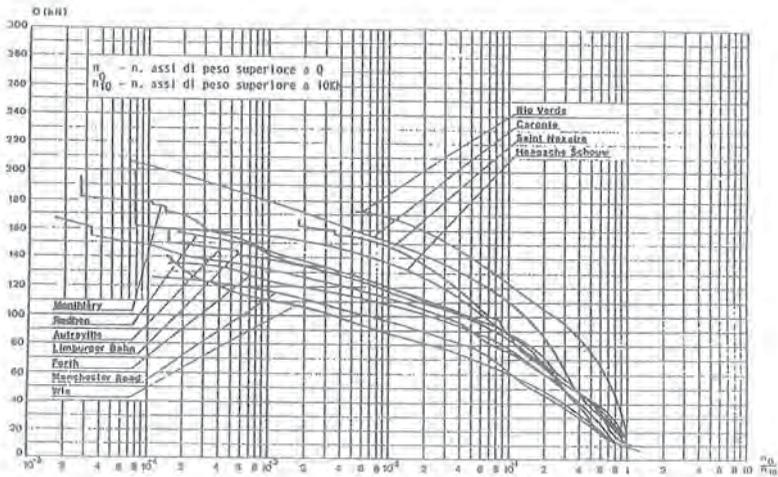


Fig. 6 - Spettri di carico registrati

P=particolare, quale, per esempio, quello presente in aree portuali o a forte concentrazione industriale), (2) anno in cui è stata effettuata la misura, (3) durata in ore della registrazione, (4) tipo di misurazione (c=continua; w=solo giorni lavorativi, d=solo diurna), flussi giornalieri di veicoli leggeri e pesanti e percentuale di distanze tra veicoli successivi minori di 100 metri.

Per quanto riguarda le sezioni di misura esse sono così localizzate

- Belgio: ponte mobile nel porto di Antwerp;
- Danimarca: autostrada E4 nei pressi di Akseved;
- Francia: autostrada A6 ad Auxerre, tra Parigi e Lione, sulla corsia lenta (l) e sulla corsia veloce (v); autostrada A1 a Garonor, tra Parigi e Lilla, Boulevard Péripherique a Parigi, RN205 a Chamonix, RN 23 ad Angers, R191 ad Epone ed a Lione nella strada urbana sotto il tunnel della Croce Rossa;
- Germania: ponte di Brohltal a Darmstadt e ponte Haseltal sull'autostrada Francoforte-Norimberga;
- Gran Bretagna: autostrada M6 a Doxey, tra Birmingham e Manchester;
- Italia: autostrada A1 a Fiano Romano, Piacenza e Sasso Marconi;
- Spagna: CN VI (La Coruna-Madrid) tra Guitiriz e Villardefrades e CN VIII (Valencia-Madrid) a Graja de Iniesta.

Sezione di misura	(1)	(2)	(3)	(4)	Veicoli leggeri	Veicoli pesanti	distanze <100 m (%)
Antwerpen (B)	SP	86	6.5	d	-----	2260	----
Akseved (DK)	AR	85	720.0	w	<4500	>1000	----
Brohltal (D)	AR	84	72.0	w	11126	4793	26.7
Haseltal (D)	AR	86	6.0	w	-----	5010	----
Haseltal (D)	AR	88	5.2	d	-----	5620	----
Guitiriz (E)	M	87	48.0	w	-----	803	10.6
Villardefrades (E)	M	87	48.0	w	-----	873	8.6
La Graja (E)	M	87	48.0	w	-----	597	8.0
Chamonix (F)	MR	82	241.0	c	-----	1200	----
Chamonix (F)	MR	83	626.0	c	-----	741	12.1
Chamonix (F)	MR	87	199.0	c	3713	1204	18.9
Garonor (F)	AR	82	94.0	c	-----	2570	32.6
Garonor (F)	AR	84	801.0	c	-----	3686	32.3
Périphérique (F)	AULR	--	144.0	c	-----	8076	60.8
Auxerre (l) (F)	AR	86	170.0	c	8158	2630	18.0
Auxerre (v) (F)	AR	86	231.0	c	1664	153	8.5
Angers (F)	M	87	331.0	c	7603	1272	17.8
Epone (F)	S	83	548.0	c	718	327	7.9
Lyon (F)	U	87	336.0	c	13754	1232	26.0
Doxey (GB)	AR	85	24.0	d	34500	14500*	----
Fiano Romano (I)	AR	87	31.0	d	8500	4000	26.1
Piacenza (I)	AR	87	7.0	d	8500	5000	30.9
Sasso Marconi (I)	AR	87	15.0	d	7500	3500	24.3

\* sono compresi piccoli veicoli commerciali di peso inferiore a 35 KN.

Tabella 2: Traffici registrati e flussi relativi.

A differenza di quanto fatto nella ricerca CEE, questa volta il numero di classi è stato ridotto al minimo, ne sono state definite, infatti, soltanto quattro: veicoli singoli a due o più assi, autoarticolati, autotreni. Tale classificazione consente di raggruppare in modo semplice e assolutamente generale i veicoli, esclusivamente in base a considerazioni di omogeneità di geometria e di distribuzione del carico.

Dalle tabelle precedenti risulta evidente che i traffici francese, tedesco ed italiano sono, come del resto era da attendersi, abbastanza simili, mentre il traffico inglese appare scarsamente rappresentativo della realtà continentale. I dati belgi e danesi sono insufficienti per una descrizione compiuta, mentre i dati spagnoli, e per certi versi anche quelli olandesi, appaiono fortemente influenzati dalle caratteristiche delle rispettive reti stradali. Per i motivi suddetti e per esigenze di sintesi della presente nota, nel seguito ci si limita ad analizzare soltanto i dati di traffico autostradale francese, tedesco ed italiano, per quelle sezioni interessate da traffico su lunghe distanze, vale a dire Auxerre, Garonor, Brohltal, Fiano Romano, Piacenza e Sasso Marconi.

Per maggior chiarezza interpretativa giova ricordare, per inciso, che la normativa francese consente carichi-asse superiori alla media europea e che la tendenza attuale, in ambito comunitario, è di un livellamento intorno ai valori medi.

Nella tabella 3 è riportata la composizione percentuale del traffico pesante registrata nelle sei stazioni di misura citate.

Risulta così evidente che la maggior parte del traffico autostradale a lunga percorrenza è costituito da autoarticolati, mentre appare abbastanza contenuta la percentuale di veicoli singoli con numero di assi superiore a due.

Sezione di misura	Veicoli singoli (2 assi)	Veicoli singoli (>2 assi)	Autoarticolati	Veicoli con rimorchio
Brohltal	16.6	1.6	40.2	41.6
Garonor	38.6	2.6	47.6	11.2
Garonor	47.5	2.2	44.3	6.0
Auxerre (t)	22.7	1.3	65.2	10.8
Auxerre (v)	27.6	3.5	58.4	10.5
Fiano Romano	41.4	7.0	29.0	22.6
Piacenza	35.3	7.5	35.8	21.4
Sasso Marconi	40.1	10.0	30.2	19.7

Tabella 3: Composizione percentuale del traffico pesante

Ai fini della determinazione dei carichi sui ponti, di particolare rilevanza appare la determinazione delle distribuzioni dei carichi, sia totali che per asse, e degli interassi, così come la conoscenza della lunghezza totale dei veicoli. Nelle figure 7, 8 e 9 sono rappresentate le distribuzioni dei pesi degli assi singoli (figure 7.a, 8.a, 9.a), degli assi tandem (figure 7.b, 8.b, 9.b), degli assi tridem (figure 7.c, 8.c, 9.c) e dei veicoli (figure 7.d, 8.d, 9.d), così come le distribuzioni delle distanze tra assi contigui (figure 7.e, 8.e, 9.e) e della lunghezza totale, intesa come distanza tra gli assi estremi, del veicolo (figure 7.f, 8.f, 9.f).

Le distribuzioni dei carichi appaiono essere bimodali, anche se in qualche caso le due mode risultano molto vicine: ciascuna moda contiene tra il 40 e il 60% della popolazione. Nelle tabelle 4 e 5 sono riportati flussi giornalieri ed i parametri statistici, media e scarto quadratico medio, caratteristici dei carichi asse e dei carichi totali, rispettivamente; sono, inoltre, riportati anche i carichi con periodo di ritorno un giorno. Nella tabella 5 sono riportati anche i carichi per metro.

Sezione di misura	Totalità degli assi				Gruppi tandem				Gruppi tridem			
	Flusso	Pmedio [KN]	$\sigma$ [KN]	Pmax/d [KN]	Flusso	Pmedio [KN]	$\sigma$ [KN]	Pmax/d [KN]	Flusso	Moda 1 [KN]	Moda 2 [KN]	Pmax/d [KN]
Brohltal	19970	59.0	28.4	165.0	1977	116.5	54.6	260.0	1035	60.0	230.0	355.0
Garonor (82)	8470	57.6	27.6	180.0	712	126.3	49.3	340.0	303	90.0	200.0	295.0
Garonor (84)	11593	59.3	30.0	195.0	1016	132.1	58.1	290.0	489	90.0	200.0	320.0
Auxerre (l)	10442	82.5	35.2	195.0	844	165.6	54.0	305.0	961	130.0	250.0	390.0
Auxerre (v)	581	73.1	41.2	200.0	47	141.2	63.9	275.0	51	120.0	250.0	390.0
Fiano R.	15000	56.8	32.9	142.0	2000	115.2	45.5	245.0	900	80.0	260.0	360.0
Piacenza	20000	61.8	31.0	135.0	2500	127.0	44.1	260.0	1500	100.0	220.0	365.0
Sasso M.	13000	61.9	30.8	135.0	1600	136.4	49.5	260.0	800	110.0	250.0	375.0

Tabella 4: Distribuzione assi di peso superiore a 10 KN

Sezione di misura	Flusso	Pmedio [KN]	$\sigma$ [KN]	Pmax/d [KN]	pmedio [KN/m]	$\sigma$ [KN/m]	pmax/d [KN/m]
Brohltal	4793	245.8	127.3	650.0	19.1	8.6	55.0
Garonor (82)	2570	189.8	107.5	550.0	18.0	6.8	52.0
Garonor (84)	3686	186.5	118.0	560.0	18.1	7.5	48.0
Auxerre (l)	2630	326.7	144.9	630.0	26.9	9.3	55.0
Auxerre (v)	153	277.2	163.6	670.0	23.5	11.4	52.0
Fiano R.	4000	204.5	130.3	590.0	18.2	7.5	47.0
Piacenza	5000	235.2	140.0	630.0	20.6	7.9	45.0
Sasso M.	3500	224.9	149.0	620.0	19.5	8.4	46.0

Tabella 5: Distribuzione dei carichi totali

Per quanto riguarda le distribuzioni degli interassi e delle distanze tra gli assi estremi, queste sono, in ciascun Paese, plurimodali e possono essere agevolmente confrontate con quelle deducibili dall'analisi dei cataloghi dei costruttori di veicoli industriali. Tali distribuzioni sono riportate rispettivamente nelle tabelle 6 e 7, in cui sono riportate le mode (tre o quattro, secondo i casi) e la percentuale di popolazione rappresentata da ciascuna di esse.

	Germania		Francia		Italia	
	l [m]	%	l [m]	%	l [m]	%
Moda 1	1.30	26.6	1.30	34.4	1.30	37.0
Moda 2	2.00	4.6	3.20	24.2	3.20	19.3
Moda 3	3.20	18.7	5.40	41.4	4.00	20.3
Moda 4	4.50	50.1	----	----	5.40	23.4

Tabella 6: Mode della distribuzione degli interassi

	Germania		Francia		Italia	
	l [m]	%	l [m]	%	l [m]	%
Moda 1	4.50	17.1	4.40	36.7	4.50	43.9
Moda 2	10.80	46.5	11.00	53.8	11.50	32.3
Moda 3	14.10	36.4	14.10	9.5	15.00	23.8

Tabella 7: Mode della distribuzione delle lunghezze

## 2.4. Coefficiente dinamico intrinseco.

Un problema molto importante per quel che concerne l'interpretazione e l'impiego dei risultati delle misure riguarda la presenza o meno di effetto dinamico nei dati registrati, dato che, per effetto della rugosità del manto stradale, i veicoli vengono eccitati ed in tale condizione si presentano sulla bilancia. Il coefficiente dinamico massimo dovuto all'interazione strada-veicolo è pari ad 1,3 circa, tuttavia i dati provenienti dalla registrazione sono affetti da coefficiente dinamico mediamente unitario. Infatti, essendo il periodo fondamentale del sistema dinamico veicolo dell'ordine di grandezza del secondo, perchè la lettura fosse sicuramente affetta dal coefficiente dinamico massimo sarebbe necessario che il tempo di permanenza sulla bilancia fosse paragonabile al periodo fondamentale; ma, essendo la dimensione della bilancia dell'ordine di qualche cm, il valore letto non è il picco dell'oscillazione, quanto piuttosto un valore puntuale della storia, per cui ha valore mediamente unitario. Anche se è plausibile che i valori massimi dei carichi misurati siano affetti, in prevalenza, da coefficienti dinamici superiori all'unità, nulla può essere detto con certezza sul valore di tale coefficiente.

## 3. CONCLUSIONI

L'esame dei dati ottenuti e il loro confronto consente di trarre alcune importanti conclusioni e di individuare alcune importanti linee di tendenza del traffico.

Anzitutto, per quanto concerne l'entità dei carichi-asse ed il carico totale per veicolo pesante, si osserva che i carichi rilevati sperimentalmente sono assai superiori ai valori legalmente ammessi. Questo fatto è comune a tutti i Paesi europei e, ad esempio, si trovano valori massimi registrati per asse singolo dell'ordine di 200 kN. La tendenza che emerge dal confronto tra i risultati delle due campagne di misura è verso un incremento assai lieve dei carichi, probabilmente a causa del fatto che essi hanno raggiunto già valori estremamente elevati.

Per quanto concerne le geometrie dei veicoli, a causa di precise scelte delle industrie costruttrici, nell'ambito di una certa tipologia le geometrie sono rimaste praticamente immutate nel corso degli anni ottanta, come evidenziato dal confronto dei risultati delle due campagne di misura.

Nel contempo, invece, si è verificato un consistente incremento della percentuale di autoarticolati, i quali coprono, attualmente, una rilevante quota del traffico commerciale a lunga percorrenza, a spese degli autotreni, probabilmente meno redditizi dal punto di vista commerciale. Particolarmente significativo, in questo contesto, è l'aumento del numero di autoarticolati con semirimorchio con tridem di assi.

Parallelamente, si è osservata una consistente riduzione, più marcata per quelli a tre assi, del numero di veicoli singoli, la cui utilizzazione viene sempre più limitata al traffico locale o sulle brevi percorrenze.

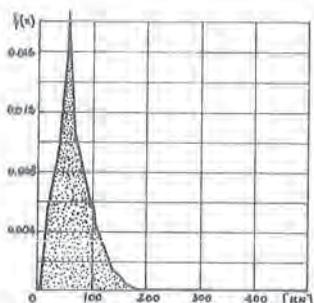
La più efficiente organizzazione del trasporto e la più razionale gestione del parco-veicoli, infine, concorrono a ridurre il numero dei viaggi a mezzo vuoto, limitandoli, per esempio, nel caso degli autoarticolati, al solo trattore, e determinano, di conseguenza, un aumento del carico medio di ciascun veicolo.

A tutto questo si accompagna un incremento del flusso di veicoli pesanti, anche se il massimo assoluto rimane quello registrato nel 1980 a Limburger Bahn (D), pari a 8600 veicoli pesanti al giorno nella sola corsia lenta.

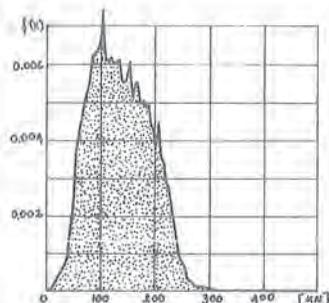
## BIBLIOGRAFIA

- [1] CARAMELLI S., DEL CORSO R., FAVILLI A., SANPAOLESI L.: Analisi di traffico e indagini sperimentali sulla fatica dei ponti in acciaio. *Costruzioni Metalliche*, n. 2, 1986, 1-28.

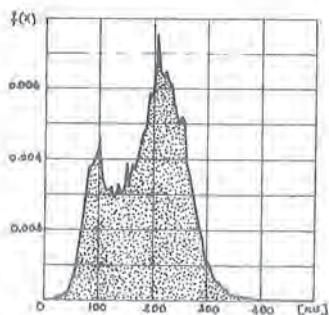
- [2] HAIBACH E., BRULS A., CARACILLI J., DE BACK J., JACOB B., KOLSTEIN M.H., PAGE J., PFEIFER M.R., SANPAOLESI L., TILLY G.P., ZASCHEL J.M.: Measurement and interpretation of dynamic loads on bridges - 2nd phase - Common synthesis report, giugno 1984.
- [3] EUROCODE ON ACTIONS, PART 12 - Background document: Traffic data of the european countries (final draft), marzo 1989.



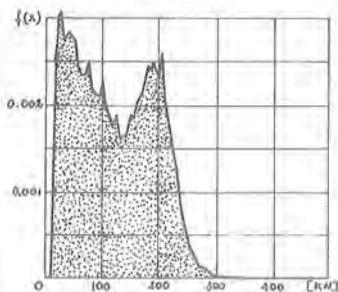
a - asse singolo



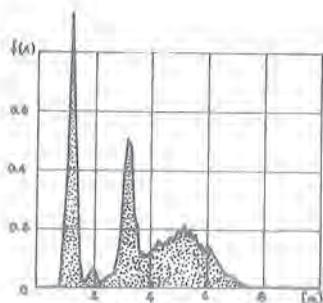
b - asse tandem



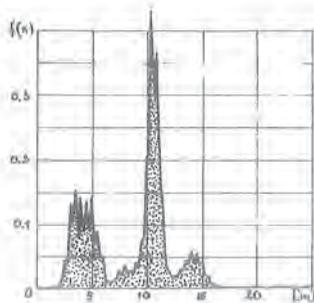
c - asse tridem



d - veicolo



e - interasse



f - lunghezza

Fig. 7 - Distribuzioni statistiche (Francia)

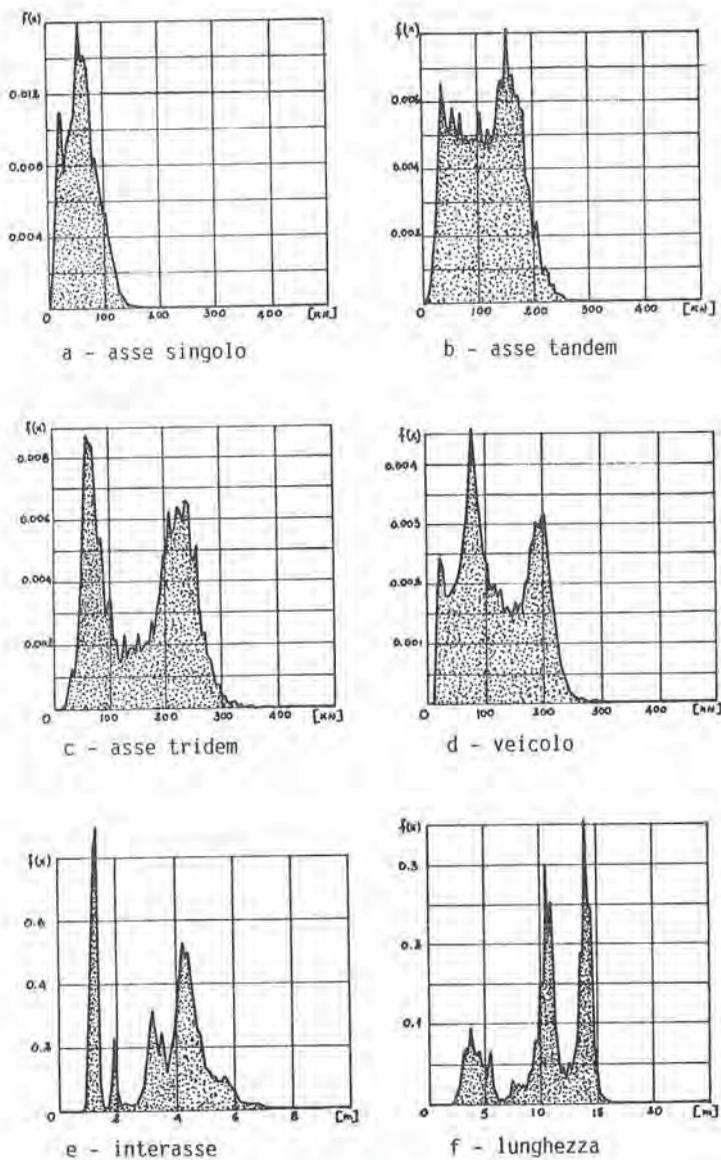
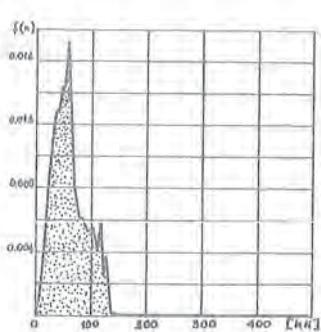
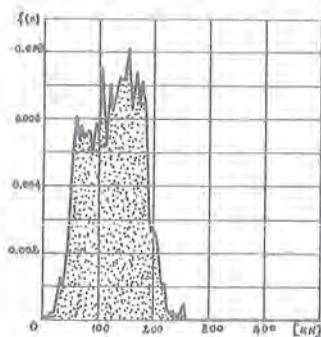


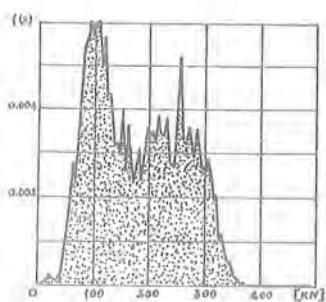
Fig. 8 - Distribuzioni statistiche (Germania)



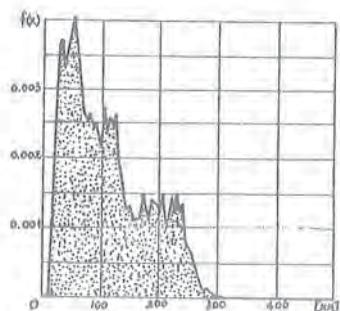
a - asse singolo



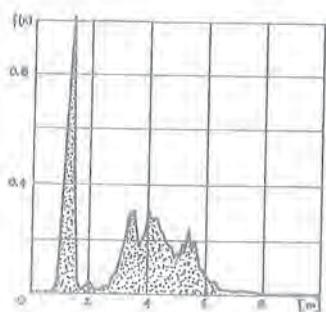
b - asse tandem



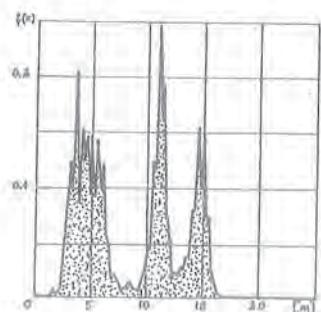
c - asse tridem



d - veicolo



e - interasse



f - lunghezza

Fig. 9 - Distribuzioni statistiche (Italia)

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE RESIDUA DI SEZIONI  
RETTANGOLARI IN C.A. PRESSOINFLESSE SOTTOPOSTE AD INCENDIO

Luigino DEZI  
Università di Ancona

Sandro GAMBELLI  
Comando Provinciale VV.FF. di Ancona

Giovanni MENDITTO  
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università di Ancona



## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE RESIDUA DI SEZIONI RETTANGOLARI IN C.A. PRESSOINFLESSE SOTTOPOSTE AD INCENDIO

**Luigino DEZI**  
Professore Associato  
Università di Ancona

**Sandro GAMBELLI**  
Comando Provinciale  
V.V.F. di Ancona

**Giovanni MENDITTO**  
Direttore Ist. di Scienza e Tecnica  
delle Costruzioni  
Università di Ancona

### SOMMARIO

Nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite ed utilizzando le schematizzazioni suggerite dal CEB si affronta il problema della valutazione della capacità portante residua di sezioni in c.a. pressoinflesse all' aumentare del tempo di esposizione all' incendio.

Il tracciamento delle curve di interazione forza assiale-momento (M-N) in condizioni ordinarie e per differenti tempi di esposizione al variare dei principali parametri in gioco, consente di trarre utili informazioni per una corretta progettazione strutturale che tenga conto dell' attacco termico.

### SUMMARY

This paper concerns the evaluation, using the indications suggested by CEB, of the ultimate strength of reinforced concrete members, exposed to bending moment and axial load under fire exposure.

Useful information for a correct structural fire design can be obtained by means of appropriate M-N interaction diagrams, each plotted both for ordinary and for fire exposure conditions, considering various values of the main parameters.

### 1. INTRODUZIONE

La verifica della sicurezza in caso di incendio può essere espressa sia nello spazio dei tempi di esposizione che nello spazio delle resistenze.

Nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite nel primo caso deve risultare

$$t_r \leq t_v$$

dove:  $t_T$  = tempo di esposizione all'incendio richiesto (di progetto),  
 $t_V$  = tempo di esposizione all'incendio valutato.

Nel secondo caso la verifica è positiva se la sollecitazione di progetto  $S_d$  risulta non maggiore della resistenza residua  $R_d$

$$S_d \leq R_d$$

In entrambi i casi è necessario condurre una corretta analisi strutturale, determinare le sollecitazioni di progetto  $S_d$  secondo un'opportuna condizione di carico(0) e valutare la resistenza residua della sezione  $R_d$ .

In questo lavoro si studia il comportamento di alcune sezioni di tipologia corrente allo stato limite ultimo per tensioni normali valutando l'evoluzione nel tempo della resistenza ultima in condizioni di incendio.

In particolare seguendo le indicazioni del CEB [6,7] per la modellazione del danneggiamento della sezione e con riferimento alle sezioni di più frequente impiego, si costruiscono le curve d'interazione M-N per differenti periodi di esposizione all'incendio.

Dal confronto dei risultati ottenuti, si può valutare quantitativamente l'influenza del tipo di esposizione (su uno, due o più lati), della dimensione dei copriferri, del posizionamento delle armature e delle resistenze dei materiali.

## 2. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il procedimento analitico prevede dapprima un'analisi termica che consente di determinare i livelli di temperatura all'interno della sezione esposta all'incendio secondo la curva standard e, successivamente, un'analisi strutturale che permette di determinare la risposta della sezione a siffatti livelli di temperatura.

Alla base dell'analisi termica vi è la ben nota equazione di Fourier per la trasmissione del calore in condizioni di regime variabile

$$c \rho \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div } \lambda (\text{grad } T) + w \quad (1)$$

con

$T$  = temperatura,

$t$  = tempo,

$\lambda$  = conduttività termica,

$c$  = calore specifico,

$\rho$  = densità,

$w$  = generatore o consumatore di calore,

che consente di ricavare la temperatura all'interno della sezione.

(1) Secondo il CEB:  $F_d = G_k + \sum_i \psi_i Q_{k,i} + Q_{k,ind}$

con:

$G_k$  azioni permanenti

$Q_{k,i}$  azioni variabili all'atto dell'incendio

$Q_{k,ind}$  azioni indirette dovute alla temperatura

$\psi_i$  coefficiente di combinazione  $\leq 1$

I valori di  $\rho$ ,  $c$  e  $\lambda$  dipendono dai materiali considerati e possono variare con la temperatura. Talvolta, in prima approssimazione, vengono posti alla base dei calcoli valori medi opportunamente scelti nell'intervallo operativo considerato. Nel caso degli incendi il problema è reso più complesso dalla necessità di seguire la curva standard tempo-temperatura da  $0^\circ\text{C}$  a  $1100^\circ\text{C}$  che impone la valutazione delle proprietà termofisiche in un intervallo estremamente ampio e dai fenomeni di evaporazione dell'umidità interna che inducono dei picchi nella capacità termica del calcestruzzo.

Per la determinazione del campo termico occorre poi precisare le condizioni al contorno cioè le modalità di scambio termico tra la struttura e l'ambiente.

In generale le proprietà termofisiche e le condizioni al contorno dipendono fortemente dalla temperatura per cui il problema della trasmissione del calore durante gli incendi va correttamente posto come "non lineare" [32].

Operativamente, per calcolare la distribuzione delle temperature nelle sezioni trasversali in condizioni di incendio esistono metodi manuali e codici di calcolo che consentono, tramite semplificazioni, di ottenere buoni risultati [5,12,32,34].

Per quanto riguarda l'analisi strutturale i metodi di calcolo esistenti si applicano esclusivamente per la valutazione della capacità portante ultima delle strutture in relazione a cedimenti di tipo flessionale. Per altri tipi di cedimento come quelli causati da sollecitazioni di taglio o da mancanza di aderenza o da spalling, il grado di conoscenza non è tale da consentire una previsione teorica del fenomeno e si opera usualmente con opportuni accorgimenti costruttivi.

Il calcolo della resistenza residua allo stato limite ultimo per tensioni normali è condotto nelle usuali ipotesi di

- a) conservazione delle sezioni piane;
- b) perfetta aderenza tra armatura e conglomerato;
- c) calcestruzzo reagente solo a compressione;
- d) massima deformazione (convenzionale) del calcestruzzo compresso pari al 0.35%;
- e) massima deformazione (convenzionale) dell'armatura tesa pari all' 1%.

Per quanto riguarda i legami costitutivi è necessario conoscere la legge resistenza-temperatura sia per il conglomerato che per l'acciaio.

Per il conglomerato si utilizza il legame seguente [7,29] (fig.1):

$$\begin{aligned} \text{per } T \leq 200^\circ \text{ C} \quad \frac{R_c(T)}{R_{c,max}} &= 1 \\ \text{per } T > 200^\circ \text{ C} \quad \frac{R_c(T)}{R_{c,max}} &= 1 - \frac{0.8}{500} (T-200) \end{aligned} \quad (2)$$

in cui  $R_{c,max}$  è la resistenza caratteristica del conglomerato a temperatura ambiente ed  $R_c(T)$  è quella alla temperatura  $T$ .

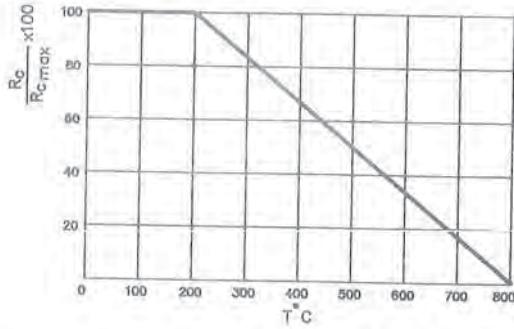


Figura 1

Per quanto riguarda l'acciaio si utilizza la legge di fig.2 [7,29] espressa analiticamente dalle

$$\text{per } T \leq 150^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_y(T)}{f_{y,\max}} = 1$$

$$\text{per } 150^{\circ} \leq T \leq 500^{\circ} \text{C} \quad \frac{f_y(T)}{f_{y,\max}} = 1 - \frac{0,4}{350} (T-150) \quad (3)$$

$$\text{per } 500^{\circ} \leq T < 800^{\circ} \text{C} \quad \frac{f_y(T)}{f_{y,\max}} = 0,6 - \frac{0,6}{300} (T-500)$$

in cui  $f_y(T)$  ed  $f_{y,\max}$  sono le tensioni di snervamento alla temperatura  $T$  ed alla temperatura ambiente.

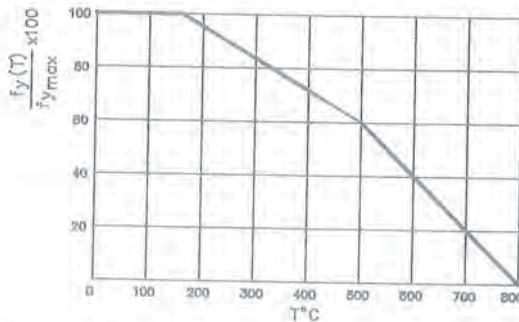


Figura 2

La capacità portante della sezione può essere valutata in via generale utilizzando la tecnica degli elementi finiti. In una prima fase si calcola la distribuzione delle temperature per un prefissato tempo di esposizione. Successivamente utilizzando la legge resistenza-temperatura per i materiali costituenti le sezioni (eq.2 e 3) si valutano le tensioni in ogni elemento e si perviene alla resistenza ultima della sezione integrando per via numerica.

Alternativamente si può far ricorso alla procedura semplificata proposta dal CEB [7].

L'ipotesi base di questo metodo è quella di considerare inesistente la parte di calcestruzzo esposta ad una temperatura superiore a  $500^{\circ}\text{C}$  e considerare la parte restante, sottoposta a temperatura inferiore, totalmente reagente come in assenza di incendio.

La schematizzazione di tale procedura può avvenire quindi attraverso le seguenti fasi:

1. Valutazione del tempo di esposizione richiesto  $t_p$ ;
2. Determinazione nella sezione in esame della isoterma  $500^{\circ}\text{C}$  per la specifica durata di esposizione al fuoco  $t_p$ ;
3. Determinazione di una nuova geometria della sezione, escludendo il calcestruzzo esterno all'isoterma  $500^{\circ}\text{C}$  (fig.3);
4. Determinazione della temperatura in corrispondenza delle barre d'armatura tese e compresse;
5. Determinazione della tensione nelle armature tese e compresse in funzione della temperatura;
6. Determinazione della capacità portante ultima residua della sezione trasversale ridotta.

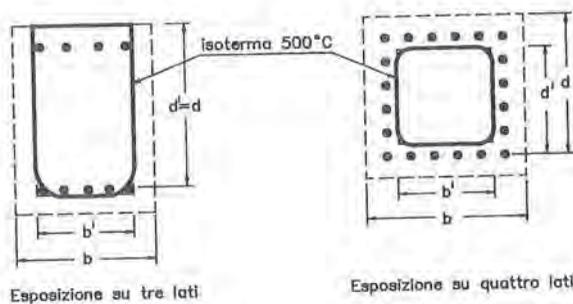


Figura 3

La verifica della sicurezza richiede infine il confronto tra la capacità portante ultima e la sollecitazione di progetto valutata con la combinazione di carico prevista.

Per il conglomerato compresso, una volta determinata la sezione ridotta, si può assumere il legame costitutivo parabolico-rettangolare (fig.4) o più semplicemente lo stress-block.

Per la valutazione della tensione sulle armature tese si deve tener conto della dipendenza di queste ultime dalla deformazione  $\epsilon_s$  e dalla temperatura media  $T_m$  nelle singole barre. In assenza di legami costitutivi  $(\sigma - \epsilon)_s$  per varie temperature, si può far ricorso al diagramma di fig.5 [7] che fornisce il rapporto  $\sigma_{sk}(T)/\sigma_{sk}(20^{\circ})$  in funzione di  $T_m$  e del parametro

$$\frac{l}{\mu} = \frac{b' d' f_{cd}}{A_s} \quad (4)$$

caratteristico della sezione.

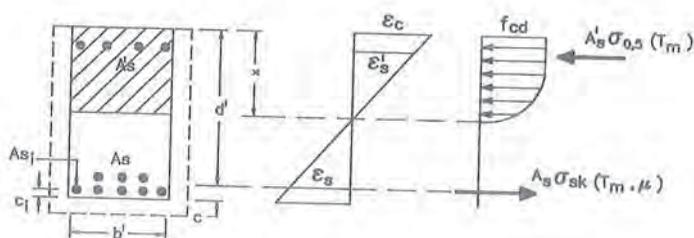


Figura 4

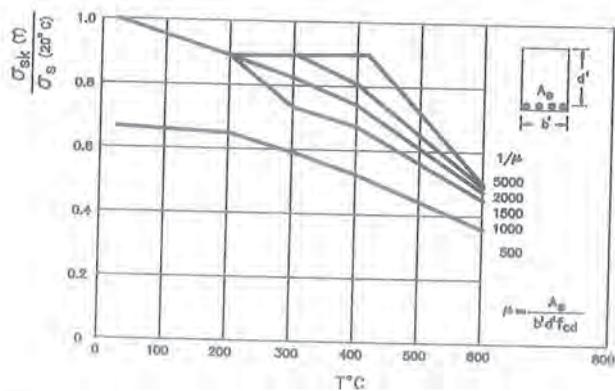


Figura 5

Quando l'armatura tesa sia realizzata con barre disposte su più strati, la distanza  $c$  del baricentro delle armature dal bordo esterno può essere valutata a mezzo della [7]

$$c = \frac{\sum_i (A_{si} c_i) / T_i}{\sum_i A_{si} / T_i} \quad (5)$$

essendo  $c_i$  la distanza dal bordo esterno della barra  $i$ -esima e  $T_i$  la temperatura.  
La temperatura media dell'armatura totale può essere valutata mediante la [7]

$$T_m = \sum_i T_i A_{si} / \sum_i A_{si}$$

Per quanto riguarda l'eventuale armatura compressa la determinazione della tensione critica può essere effettuata [7] tramite il diagramma di fig.6, che fornisce il rapporto  $\sigma_{0,5}(T_m) / \sigma_{0,2}(20^\circ\text{C})$  in funzione di  $T_m$ .

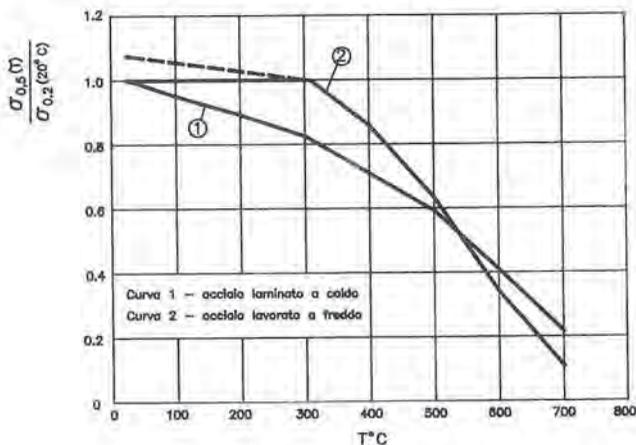


Figura 6

Le tensioni  $\sigma_{0,5}$  e  $\sigma_{0,2}$  sono relative ad una deformazione dello 0.5% e dello 0.2% rispettivamente.

Nella determinazione della capacità portante, trattandosi di una azione di carattere eccezionale, si opera usualmente utilizzando come valori di calcolo quelli caratteristici ( $\gamma_s = \gamma_c = 1$ ) senza applicare alla  $f_{cd}$  il coefficiente riduttivo 0.85.

## 3. APPLICAZIONI

L'applicazione del metodo semplificato sopra esposto ha consentito di valutare la riduzione della capacità portante in sezioni semplicemente inflesse ed in sezioni pressoinflesse.

Nel primo caso sono state esaminate quattro sezioni di cui due con esposizione al fuoco su tre lati (trave emergente da un solaio) e due con esposizione su un solo lato (trave in spessore di solaio).

Per entrambe le due classi è stata valutata l'influenza dello spessore di ricoprimento delle armature sul momento resistente ultimo  $M_R$ .

Nelle fig. 7 e 8 sono riportate i valori del rapporto  $M_R(t)/M_R(20^\circ\text{C})$  in funzione del tempo di esposizione e per i due valori di copriferro considerati.

Per la determinazione del momento resistente ultimo in funzione del tempo di esposizione è stata utilizzata la consueta procedura iterativa necessaria per imporre l'equilibrio alla traslazione della sezione.

Per rendere significativo il confronto del momento resistente residuo con quello iniziale ( $T=20^\circ\text{C}$ ) si è operato utilizzando sia in condizioni di incendio che a temperatura ambiente un unico valore dei coefficienti  $\gamma_m$  ( $\gamma_c = 1.6$  e  $\gamma_s = 1.15$ ) e senza applicare alla  $f_{cd}$  il coefficiente riduttivo 0.85.

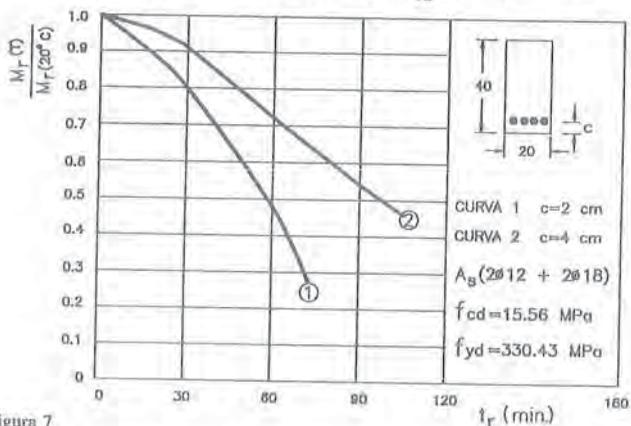


Figura 7

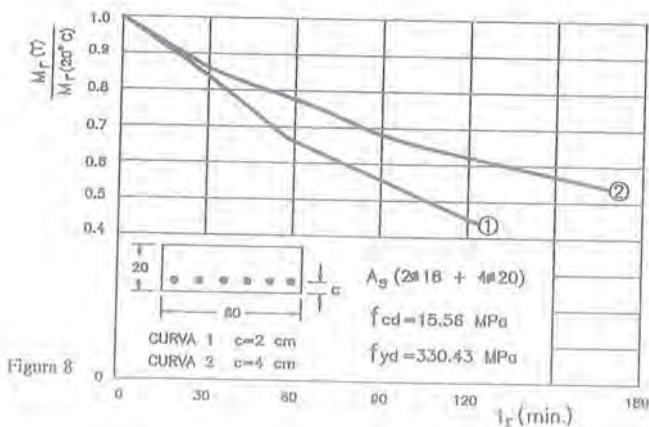


Figura 8

L'ispezione delle figg.7 e 8 mostra, come era logico attendersi, l'effetto benefico del copriferro in entrambe le tipologie di sezione.

A parità di copriferro la trave a spessore presenta maggiori capacità di resistenza all'incendio rispetto alla trave emergente poichè l'esposizione su un solo lato riduce la velocità di riscaldamento della sezione preservando maggiormente le armature.

La trave emergente risulta inoltre penalizzata dall'aver una forte percentuale dell'armatura concentrata negli spigoli che sono più rapidamente aggrediti dalle alte temperature.

Per le quattro sezioni considerate e' stata valutata infine l'influenza delle resistenze caratteristiche del calcestruzzo e dell' acciaio sull' andamento del rapporto  $M_R(T)/M_R(20^{\circ}\text{C})$ .

Al variare della resistenza variano i momenti  $M_R(T)$  e  $M_R(20^{\circ}\text{C})$  mentre il loro rapporto rimane pressochè costante.

Nel caso della pressoflessione la riduzione della capacità portante della sezione viene valutata attraverso il tracciamento delle curve d'interazione M-N in funzione del tempo di esposizione all'incendio standard.

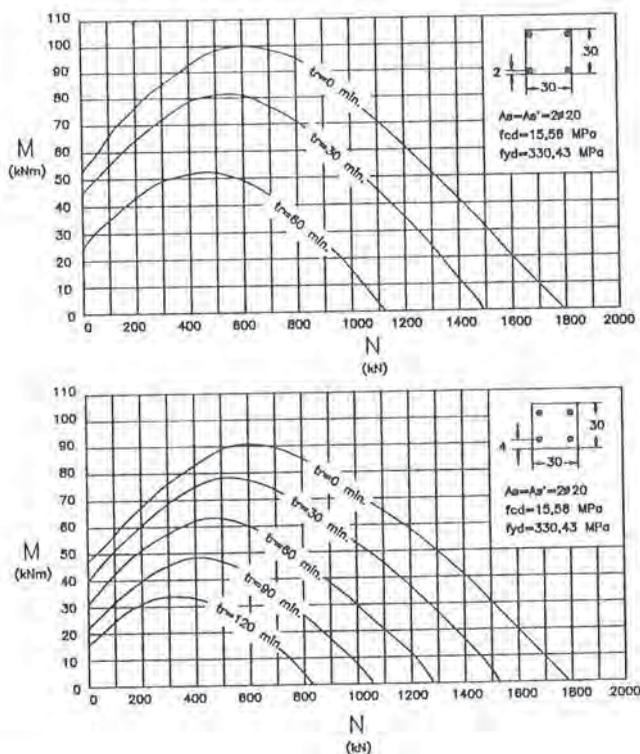


Figura 9

Anche in questo caso si è proceduto con un unico valore dei coefficienti  $\gamma_m$  e senza applicare la maggiorazione del coefficiente  $\gamma_c$  per forza assiale centrata.

L'indagine numerica è stata effettuata su due tipologie di sezione rettangolare, la prima caratterizzata da un' esposizione all' incendio su tutti e quattro i lati (pilastro interno), la seconda su tre lati (pilastro esterno).

Per la prima sezione, ad armatura simmetrica, è stata analizzata l'influenza del copriferro e della posizione delle armature (fig. 9 e 10).

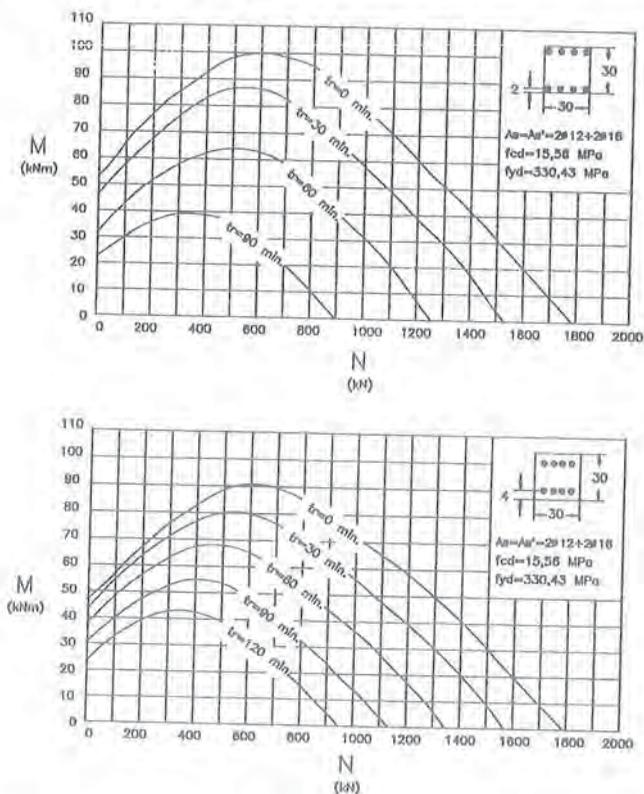


Figura 10

Nella seconda sezione, con  $A_{s'} \neq A_s$ , oltre all'influenza del copriferro è stato valutato il beneficio derivante dalla disposizione delle armature su due strati (fig. 11 e 12).

L'ispezione dei grafici evidenzia il benefico effetto di un maggior copriferro e quello derivante dall'allontanamento delle barre dagli spigoli.

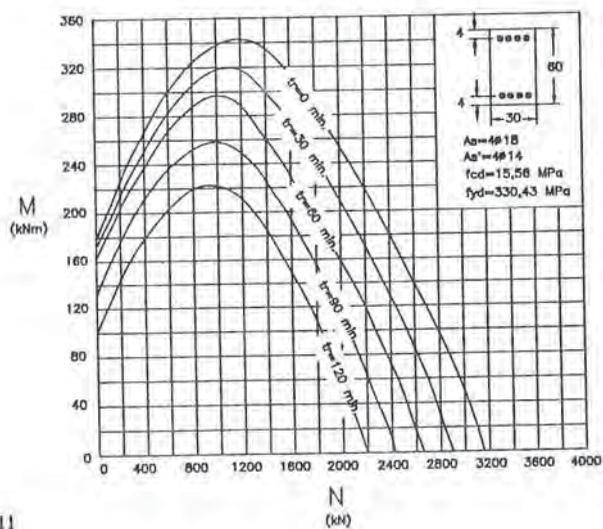
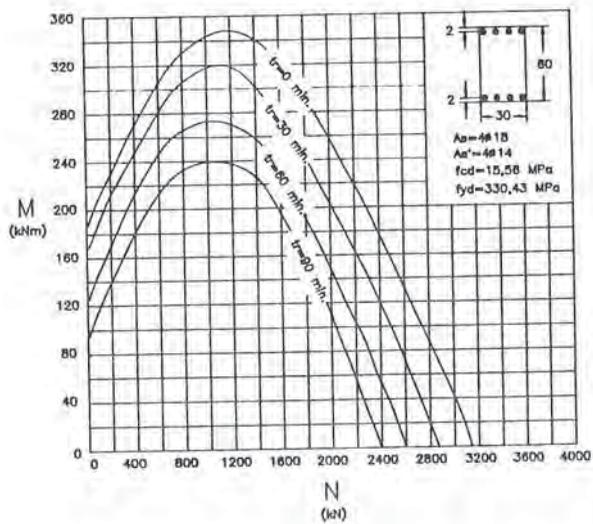


Figura 11

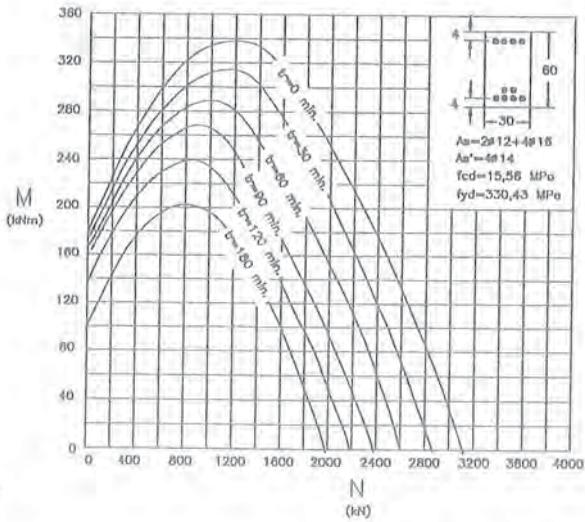
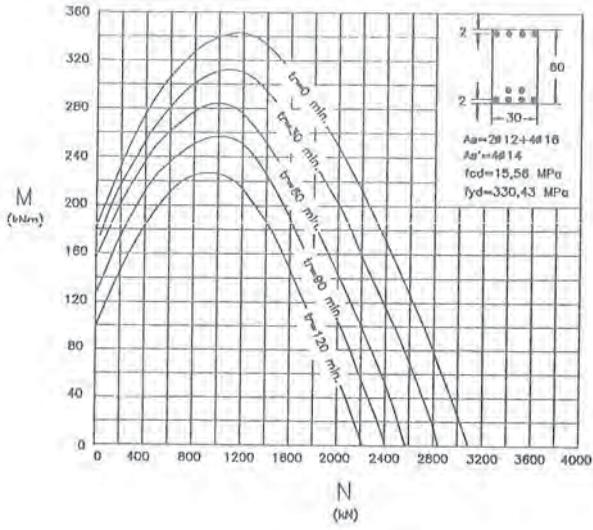


Figura 12

#### 4. CONCLUSIONI

Nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite e modellando il danneggiamento della sezione secondo le indicazioni del CEB e' stato affrontato il problema della valutazione della capacita' portante residua di elementi strutturali in c.a. inflessi e pressoinflessi sottoposti ad incendio.

Con riferimento a due tipologie di sezione rettangolare semplicemente inflessa, caratterizzate da differenti modalita' di esposizione al fuoco, e' stato valutato l' abbattimento della resistenza allo stato limite ultimo al crescere del tempo di esposizione.

Nel caso di sezioni pressoinflesse si e' fatto ricorso al tracciamento di curve M-N in funzione del tempo di esposizione all' incendio.

In entrambi i casi e' la disposizione delle armature ad avere un ruolo determinante: un buon copriferro continua ad essere il miglior presidio della resistenza ultima in caso d' incendio; altrettanto positiva appare l'indicazione di disporre le barre di diametro maggiore lontano dagli spigoli della sezione.

Minore influenza sul decadimento percentuale della capacita' portante sembrano avere le resistenze dei materiali impiegati.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] American Concrete Institute: "Guide for determining the fire endurance of concrete elements"; Detroit, 1981.
- [2] Bada S., Kajita T., Ninomiya K.: "Fire under a long spanbridge"; Nagoya University, Japan.
- [3] Boutin J.P.: "Pratique du calcul de la resistance au feudes structures en beton"; Eyrolles Editeur, Paris.
- [4] Bryl S., Keller B.: "Uber die Berechnung des feuerwiderstandes von verbundstutzen mit stahlkern"; SchweizerIngenieur und Architekt n.40/1982.
- [5] Cahiers Du Centre Scientifique et Technique du Batiment: "Methode de prevision par le calcul du comportement au feu des structures en beton"; D.T.U., 1980.
- [6] C.E.B.: "Design of concrete structures for fire resistance"; Bulletin d'Information n.145/1982.
- [7] C.E.B.: "Model code for fire design of concrete structure"; Bulletin d'Information n.174/1987.
- [8] CEMBUREAU/FIP: "Strutture in cemento armato per la resistenza al fuoco".
- [9] Collepardi M., Valente M.: "Effetto delle alte temperature sulle proprieta' dei calcestruzzi armati"; L'Industria Italiana del Cemento n.6/1978.
- [10] Collepardi M.: "Scienza e tecnologia del calcestruzzo"; Hoepli, 1980.
- [11] Comini G., Del Giudice S.: "Aspetti termici della resistenza al fuoco"; Antincendio n.12/1986.
- [12] Comini G., Del Giudice S., Saro O.: "Il metodo del calcolo termico della resistenza al fuoco"; Antincendio n.9/1988.
- [13] Comini G., Del Giudice S., Saro O.: "Comportamento termico delle strutture in acciaio"; Antincendio n.11/1987.
- [14] Contini P., Vallini P., Zotti P.: "Influenza delle azioni termiche locali e/o generalizzate sul comportamento a stato limite ultimo di strutture iperstatiche"; Atti C.T.E. 1990.
- [15] Cooke G.M.E.: "Fire resistance of composite deck slabs"; The Structural Engineer, vol.66/1988.
- [16] Cuomo S.: "Resistenza al fuoco delle strutture e sua determinazione"; EPC, 1968.
- [17] DIN 18230: "Structural fire protection in industrial building construction"; 1978.
- [18] Dotrepe J.C.: "Structural models for fire analysis"; Iabse Periodica n.3/1986.
- [19] Forrest J.C.M., Little K.: "New fire resistance data for concrete"; Concrete n.11/1984.
- [20] Holz K.: "Design for fire resistance of horizontal components"; Beton-werk + Fertigteil-Technik n.11/1982.
- [21] Jokela J.: "Behaviour and design of concrete structures under thermal gradients"; Nordic Concrete Research n.3/1984.
- [22] Kouhia R., Paavola J., Tuomala M.: "Modelling the fire behaviour of multistorey buildings"; Espoo, Finland.
- [23] Kordina K.: "Actual problems of preventive fire protection"; Annales des Travaux Publics de Belgique n.1/1983.

- [24] Krampf L.: "How to obtain optimum structural behaviour of concrete buildings under fire attack"; Beton-werk +Fertigteil-Technik n.11/1982.
- [25] Law M.: "A basis for the design of fire protection of bulding structures"; The Structural Engineer n.1/1983.
- [26] Morley P.D., Royles R.: "Responce of the bond in reinforced concrete to high temperatures"; Magazine of Concrete Researchn.123/1983.
- [27] Minne R., Vandamme M.: "Brandwerendheid van vloerplaten van gewapend beton"; Cement XXXIV n.10/1982.
- [28] Purkiss J.A., Weeks N.: "A computer study of reinforced concrete columns in a fire"; The Structural Engineer 1987.
- [29] Radogna E.F., Materazzi A.L.: "La capacita' portante delle sezioni di cemento armato in caso di incendio: tendenze recenti nei procedimenti di calcolo e nelle raccomandazioni tecniche";Notiziario AICAP, ottobre 1989.
- [30] Rostay F., Sager H.: "Influence of high temperatures onthe bond behaviour of ribbed reinforcing bars"; Beton-werk +Fertigteil-Technik nn.11-12/1982.
- [31] Royles R., Morley P.D.: "Further responce of the bond in reinforced concrete to high temperatures"; Magazine of Concrete Research nn.123-124/1983.
- [32] Saro O., Zanella A.: "Analisi termica di elementi strutturali esposti ad incendi reali"; Antincendio n.3/1989.
- [33] Workshop CIB W14: "Structural fire safety"; Design Guide,1985.
- [34] Zbigniew M.: "Thermal analysis of engineering structure by the finite strip method"; Wroclaw Technical University,Poland, 1985.

COMPORAMENTO DI CALCESTRUZZI ORDINARI E LEGGERI ANCHE  
FIBRORINFORZATI SOGGETTI A CICLI DI GELO E DISGELO:  
CONFRONTO DI ALCUNE CARATTERISTICHE MECCANICHE

Pier Paolo DIOTALLEVI - Franco ZARRI  
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università di Bologna

Roberto MARINO  
Calcestruzzi S.p.A. - Ravenna



**Comportamento di calcestruzzi ordinari e leggeri anche fibrorinforzati  
soggetti a cicli di gelo e disgelo:  
confronto di alcune caratteristiche meccaniche (°)**

Pier Paolo Diotallevi (\*), Roberto Marino (\*\*), Franco Zarri (\*)  
(\*) Istituto di Tecnica delle costruzioni, Università di Bologna  
(\*\*) Calcestruzzi S.p.A., Ravenna

**SOMMARIO**

Si riportano i primi risultati dell'indagine sperimentale eseguita su calcestruzzi ordinari e leggeri (con e senza fibre metalliche di diverso tipo) sottoposti a cicli termici di gelo e disgelo e a successive prove meccaniche; si confrontano il modulo dinamico, la resistenza a trazione e compressione e l'energia di frattura, parametri rilevanti ai fini della durabilità.

**SUMMARY**

We refer the results of an experimental research made for normal and lightweight concrete (with and without steel fibers) submitted to thermic cycles; we compare the dynamic coefficient of elasticity, the strength to compression and tension and the energy fracture. These are parameters to estimate the durability of concrete.

**1. PREMESSA**

Rilevanti accertamenti sulla durabilità di un conglomerato possono essere effettuati definendo alcuni parametri che possono subire modificazioni sensibili in seguito all'esposizione a ripetuti cicli di gelo e disgelo: sono significativi, tra essi, il modulo dinamico (che permette misurazioni non distruttive), la resistenza a trazione, la resistenza a compressione e l'energia di frattura ( $G_f$ ) del calcestruzzo.

Nella presente nota, che rappresenta una integrazione ed una estensione di quanto già riportato in [23], si indicano correlazioni fra i parametri dianzi indicati e il numero di cicli termici, eseguiti secondo le indicazioni UNI, per campioni di conglomerato ordinario ( $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$ ) e conglomerato leggero ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ), dotati o meno di fibre metalliche di diversa lunghezza.

(°) Al presente lavoro gli Autori hanno contribuito in ugual misura.  
Lavoro parzialmente svolto col contributo del Ministero della Ricerca Scientifica (fondi 60%).

Si riportano i risultati di una prima serie di indagini sperimentali e si annuncia l'avvio di una seconda serie di prove orientate alla misura dei parametri che possiamo dire di "durabilità".

Sembra possibile quindi poter utilizzare le curve di correlazione fra i parametri citati e il numero di cicli termici eseguiti per avere elementi di giudizio in merito alla corrispondenza fra le vicende effettivamente sopportate da una struttura di conglomerato cementizio e l'indagine sperimentale convenzionale condotta in laboratorio. Si osserva inoltre come tali correlazioni siano fortemente dipendenti dal tipo di conglomerato, riportando confronti fra i materiali prima citati.

## 2. PROGRAMMA DELLE PROVE

Nella prima serie di prove sono stati confezionati campioni prismatici (dimensioni  $0,1 \times 0,1 \times 0,4$  m) (fig. 1) con sei tipi di conglomerato cementizio (ordinario e leggero con o senza fibre), le cui caratteristiche sono riportate nella tab. 1.

Le fibre metalliche adottate sono di due tipi: le "fibre corte" e le "fibre lunghe", rispettivamente di 28 e 60 mm di lunghezza, riportate schematicamente in fig. 2. Il dosaggio delle fibre è stato assunto pari a  $0,3 \text{ KN/m}^3$ , valore ritenuto pressoché ottimale [1-3].

Le modalità di prova, attuate in fasi successive, sono:

- preparazione dei campioni con getti provenienti dallo stesso impasto;
- misura, a 28 giorni di maturazione, del "modulo dinamico" per ciascun campione ( $E_{do}$ );
- esecuzione di cicli termici di durata pari a 12 ore con misura, ogni 25 cicli, del valore del "modulo dinamico" ( $E_{dn}$ );
- interruzione dei cicli termici per la metà dei campioni di ciascun tipo di conglomerato al raggiungimento di  $E_{dn}/E_{do} = 0,7$ ;
- per la restante metà dei campioni la prova termica è sospesa o per il raggiungimento di  $E_{dn}/E_{do} = 0,4$  o per il raggiungimento di 300 cicli termici;

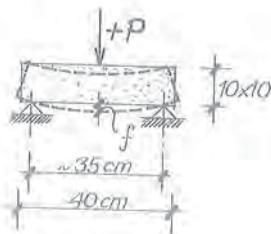


Fig. 1

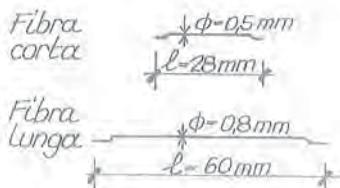


Fig. 2

Tabella 1

N.	Costituenti della miscela (KN/m <sup>3</sup> )	NFC0	NFC30 (*)	NFC60 (**)	LWFC0	LWFC30 (*)	LWFC60 (**)
1	Sabbia fine ordinaria (0/1)	3,20	3,20	3,20	2,50	2,50	2,50
2	Sabbia granita ordinaria (0/3)	5,40	5,25	5,10	4,25	4,10	3,95
3	Ghiaia (6/12) ordinario	3,40	3,40	3,40	-	-	-
4	Ghiaia (12/28) ordinaria	6,10	6,10	6,10	-	-	-
5	Argilla espansa T6 (3/8)	-	-	-	3,40	3,40	3,40
6	Argilla espansa T6 (8/12)	-	-	-	0,90	0,90	0,90
7	Cemento (325 PTL)	3,70	3,70	3,70	4,00	4,00	4,00
8	Pulverised Fly ASH (P.F.A.)	-	-	-	0,50	0,50	0,50
9	Fibre metalliche	-	0,30	0,30	-	0,30	0,30
10	Additivo superfluidificante	0,8%	1,0%	1,1%	0,8%	1,0%	1,1%
11	Rapporto acqua/cemento	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Densità (stato fresco) (KN/m <sup>3</sup> )		23,70	23,90	24,20	17,70	18,00	18,20

(\*) Rinforzati con "fibre corte".

(\*\*) Rinforzati con "fibre lunghe".

- a conclusione dei cicli termici tutti i campioni, compresi quelli conservati in atmosfera normale per confronto, sono provati a rottura secondo lo schema di fig. 1; dai monconi di ciascun campione sono stati ricavati cubetti provati successivamente a compressione.

Nella tab. 2 sono riportati il numero dei campioni e il programma della sperimentazione.

I cicli termici adottati in questa prima fase della sperimentazione sono conformi a quanto previsto dalla UNI 7087-82; in particolare ciascun ciclo di gelo e disgelo, con periodo di 12 ore, è così programmato:

- nell'abbassare la temperatura dei provini immersi in aria con raffreddamento a velocità costante da +5°C a -25°C;
- nel mantenere la temperatura a -25°C per tre ore;

Tabella 2

Tipo di calcestruzzo	Tipo di fibra	Sigla	N° totale campioni	N° camp. per prove termiche
Ordinario	-	NFC0	9	6
	0,5x28	NFC30	9	6
	0,8x60	NFC60	9	6
Leggero	-	LWFC0	9	6
	0,5x28	LWFC30	9	6
	0,8x60	LWFC60	9	6

- nel riportare e mantenere (ancora per tre ore) la temperatura dei provini a  $+5^{\circ}\text{C}$  mediante iniezione nella cella d'acqua a temperatura regolata.

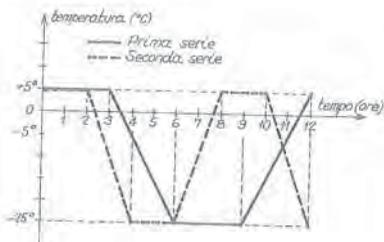


Fig. 3

Nella fig. 3 viene riportato in forma schematica il ciclo termico di prova seguito.

La sperimentazione è stata attuata presso il Laboratorio della Calcestruzzi S.p.A. di Ravenna utilizzando, in parte, apparecchiature appositamente progettate e installate.

Per le prove cicliche di "gelo e disgelo" è stata utilizzata una camera climatica avente capacità di  $1\text{ m}^3$  comandata da centralina elettronica di controllo e conforme alle indicazioni riportate in appendice alle UNI-7087-82.

I risultati della sperimentazione della "prima serie" hanno suggerito un approfondimento dell'indagine sperimentale: sono già stati confezionati e sono in esecuzione le relative prove termiche di una "seconda serie" di campioni uguali, per materiali e forma, a quelli della serie precedente. Nella tab. 3 è riportata la sintesi dei campioni confezionati.

Per essi è stato previsto un ciclo di prove analogo a quello della prima serie con la sola modifica del periodo del ciclo termico portato da 12 ad 8 ore (fig. 3): pur nel sostanziale rispetto della normativa UNI in materia, tale riduzione permette di abbreviare sensibilmente i lunghi tempi per la sperimentazione e quindi di dare

Tabella 3

Tipo di calcestruzzo	Tipo di fibra	Sigla	N° totale campioni	N° camp. per prove termiche
Ordinario	-	NFC0	12	8
	0,5x28	NFC30	12	8
	0,5x60	NFC60	12	8
Leggero	-	LWFC0	12	8
	0,5x28	LWFC30	12	8
	0,5x60	LWFC60	12	8

una formulazione più spedita della diversità di comportamento dei materiali a confronto. Essa potrebbe venir considerata accettabile poiché le stesse norme UNI non simulano verosimilmente uno stato di cose aderente alla realtà: l'indagine tende soltanto a stabilire sondaggi con significato comparativo, poiché tutte le circostanze in gioco incidono allo stesso modo su tutti i campioni.

## 2.1. Metodo di valutazione del "modulo dinamico"

Il valore del "modulo dinamico" è stato ottenuto mediante la misura della risposta in frequenza di ciascun campione ad una vibrazione libera di tipo flessionale provocata da un'azione impulsiva; nella fig. 4 è riportato un tipico rilevamento accelerometrico e la corrispondente trasformata di Fourier dalla quale si desume la frequenza di risonanza del campione.

Nelle successive elaborazioni si è preferito fare sempre riferimento al rapporto fra il "modulo dinamico" (1) misurato dopo  $n$  cicli termici ( $E_{dn}$ ) e il corrispondente valore iniziale ( $E_{do}$ ). La riduzione del modulo viene valutata, secondo ricorrenti regole, con la relazione

$$E_{dn}/E_{do} = (f_n/f_o)^2 \cdot M_n/M_o,$$

ove  $f_o$  e  $M_o$  sono frequenza di vibrazione e massa iniziale, mentre  $f_n$  ed  $M_n$  sono gli stessi parametri dopo  $n$  cicli termici.

(1) L'espressione che determina il modulo dinamico, ottenuto per vibrazione flessionale di un campione prismatico di massa  $M$ , lunghezza  $l$  e sezione con momento d'inerzia  $J$ , vale:

$$E_d = (0,79 \cdot f^2 \cdot M \cdot l^3) / n^2 \cdot J \quad (\text{Pa}).$$

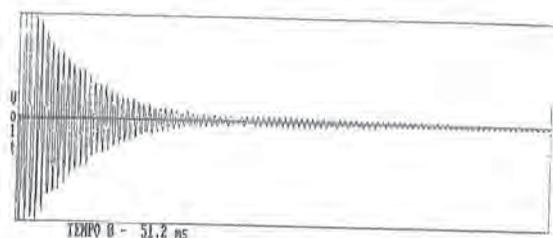


Fig. 4

Frequenza  $\theta$  - 10000 Hz  
 PROVINO :aaa  
 ECCITAZIONE di tipoFLESSIONALE

maggiore frequenze rilevate :

Frequenza	log(Int)	Frequenza	log(Int)
1394.5	21.991	39.1	16.783
4511.7	15.606	6935.9	15.421
585.9	14.965	390.6	14.918
2636.7	14.869	293.0	14.866

## 2.2. Metodologia di esecuzione delle prove di resistenza meccanica

Dopo i cicli termici ciascun campione è stato portato a rottura secondo lo schema della già citata fig. 1 imprimendo la deformazione, in corrispondenza del carico, con incremento costante nel tempo.

Tracciato il completo diagramma P- $\delta$ , di cui in fig. 5 vengono riportate alcune esemplificazioni, è possibile conoscere il carico di rottura, connesso con la resistenza a trazione del materiale, ed anche le capacità resistenti una volta superato il carico massimo, nonché le possibili grandi deformazioni associate al carico residuo. A tali ultime circostanze sono legate la duttilità del materiale, intesa in questo caso come rapporto tra deformazione ultima e deformazione al raggiungimento della rottura e l'energia dissipata durante le fasi che seguono la rottura stessa: entrambe tali grandezze si ritengono di notevole importanza per la caratterizzazione della durabilità del materiale ed anche del buon comportamento dello stesso sotto l'azione sismica.

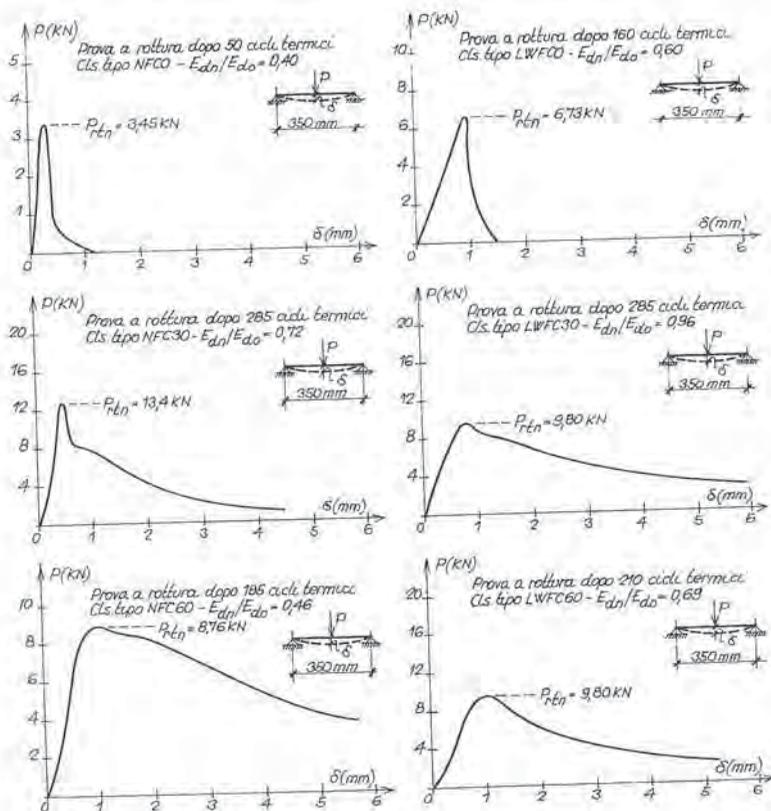


Fig. 5

### 3. RISULTATI DELLA "PRIMA SERIE"

#### 3.1. Modulo dinamico ( $E_d$ )

La correlazione fra il decremento del modulo dinamico  $E_d$  al variare del numero di cicli termici  $n$  per i diversi materiali esaminati è stata già riportata in [23]; una sintesi di tali risultati è riportata nella tab. 4.

Tabella 4

Tipo di calcestruzzo	Numero di cicli termici	$E_{dn}/E_{dc}$
NFC0	50	0,45
LWFC0	160	0,65
NFC30	280	0,75
LWFC30	280	0,98
NFC60	180	0,60
LWFC60	180	0,75

Si osserva che:

- sia i conglomerati ordinari sia quelli leggeri ricevono un notevole beneficio dalla presenza delle fibre e costantemente si rilevano maggiori vantaggi dalla presenza di "fibre corte": in quest'ultimo caso il decremento del modulo dinamico dopo circa 280 cicli termici è di qualche unità percentuale per il calcestruzzo leggero e di circa il 20% per quello ordinario;

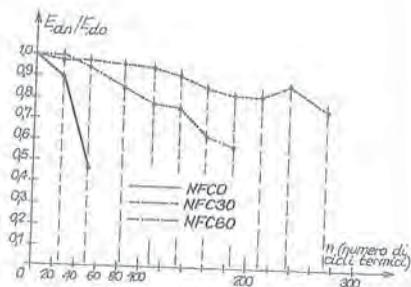


Fig. 6a

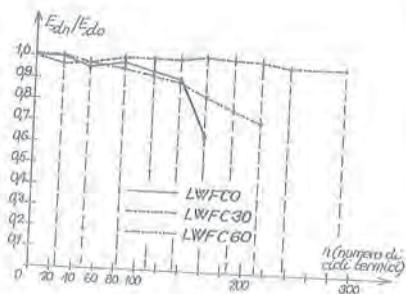


Fig. 6b

- nel confronto fra il calcestruzzo leggero e quello ordinario, entrambi privi di fibre, è il primo - come per altro è noto - a mostrare le situazioni più favorevoli con riduzioni di  $E_{dn}$ , anche dopo un numero di cicli circa triplo, sensibilmente minori;
  - i calcestruzzi ordinari privi di fibre subiscono rapide diminuzioni di  $E_{dn}$ , al punto che dopo circa 50 cicli termici il valore si riduce a circa il 45% di quello iniziale.
- Nei diagrammi riportati nelle figg. 6a e 6b è rappresentato l'andamento di  $E_{dn}/E_{dc}$  misurato al variare di  $n$ .

### 3.2. Resistenza meccanica

A compimento dei cicli termici eseguiti e controllati secondo quanto detto in precedenza, ciascun campione è stato portato a rottura per flessione con lo schema di carico di fig. 1 con deformazione imposta a velocità costante; lo stesso tipo di prova è stato anche eseguito sui campioni di riferimento non sottoposti a cicli termici.

Nella fig. 5 sono riportati a titolo esemplificativo alcuni diagrammi carico-spostamento rilevati. La presenza delle fibre non influenza in modo rilevante la resistenza a trazione, mentre risulta determinante per conferire duttilità al conglomerato: tali caratteristiche positive si conservano anche dopo ripetuti cicli termici.

Nella tab. 5 viene riportato il rapporto fra il carico di rottura (e quindi la resistenza a trazione) dopo un definito numero di cicli ( $P_{rtn}$ ) e il carico di rottura misurato su campioni vergini ( $P_{rto}$ ); i valori, sintetizzati in tabella, sono riportati in forma completa nei diagrammi delle figg. 7a e 7b, raccogliendo fra due rette limite, del fascio uscente dal punto del diagramma rappresentativo della situazione iniziale, tutti i punti relativi ai valori misurati di  $P_{rtn}/P_{rto}$  al variare del numero di cicli termici per lo stesso tipo di materiale.

Tabella 5

Tipo di calcestruzzo	N° di cicli	Resistenza a trazione		Resistenza compress.	
		$P_{rtn}/P_{rto}$	Variaz. %	$P_{rn}/P_{ro}$	Variaz. %
NFCO	50	0,20	-80	0,74	-26
LWFCO	143	0,43	-57	0,66	-34
NFC30	225	0,66	-54	0,70	-30
LWFC30	285	0,85	-15	0,87	-23
NFC60	173	0,47	-53	0,64	-47
LWFC60	218	0,70	-30	0,60	-40

Ci si può rendere conto, anche se in forma appena indicativa, della diversa influenza che i cicli termici e la presenza delle fibre hanno sul degrado della resistenza del conglomerato. Negli stessi diagrammi viene anche riportato il livello del rapporto  $E_{dn}/E_{do}$  per ciascun campione: il simbolo a è relativo ad  $E_{dn}/E_{do} = 0,7$  e b è relativo a  $E_{dn}/E_{do} = 0,4$ .

Parallelamente, nelle figg. 8a e 8b e nella stessa tabella 5 sono riportati i risultati di prove di rottura a compressione eseguite su cubetti di lato 10 cm ricavati dalle estremità di ciascun campione portato a rottura per flessione; i diagrammi riportano, in funzione

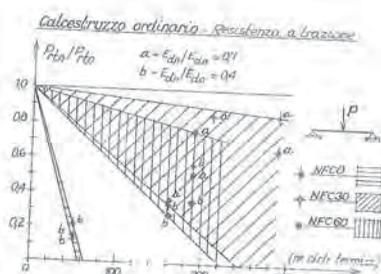


Fig. 7a

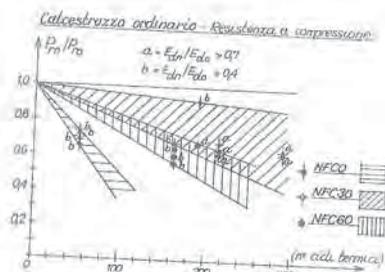


Fig. 8a

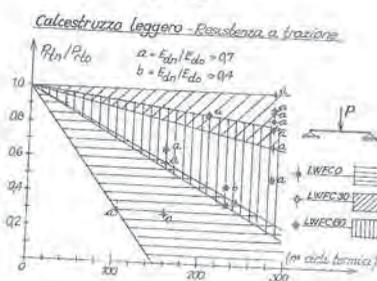


Fig. 7b

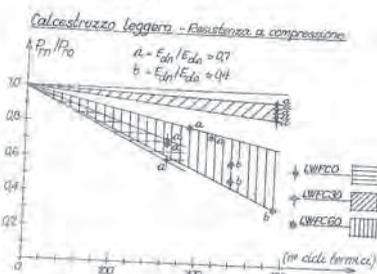


Fig. 8b

del numero di cicli termici, il rapporto  $P_{rn}/P_{r0}$  fra carico di rottura a compressione dopo  $n$  cicli ( $P_{rn}$ ) e il valore iniziale misurato in assenza di cicli termici ( $P_{r0}$ ).

Anche per questo parametro i risultati sperimentali sono stati raccolti fra rette limite analoghe a quelle riportate nei diagrammi relativi alla resistenza a trazione.

Dall'esame di tali diagrammi e per confronto anche con quanto riportato nella tab. 5, si può osservare che:

- la dispersione dei risultati appare più ampia per la resistenza a trazione rispetto alla resistenza a compressione;
- la riduzione della resistenza meccanica a trazione appare maggiormente influenzata dal numero dei cicli termici rispetto a quella a compressione;
- l'abbattimento della resistenza a trazione è meno evidente per i conglomerati leggeri rispetto a quelli ordinari; la presenza delle "fibre corte" attenua fortemente la perdita di resistenza rispetto ai conglomerati privi di fibre ed anche rispetto ai conglomerati dotati di "fibre lunghe";
- i calcestruzzi leggeri con "fibre corte" si presentano come il materiale meno influenzato, sia nella resistenza a trazione sia in quella a compressione, dai cicli di gelo e disgelo, potendosi quindi ipotizzare per essi le più elevate caratteristiche di durabilità.

### 3.3. Energia dissipata

a) La prova di rottura meccanica eseguita al termine delle prove termiche ha permesso, come già visto, il tracciamento per ogni campione del diagramma carico-spostamento; si è ritenuto significativo calcolare l'area sottesa da tale diagramma in quanto rappresentativa del lavoro ( $L$ ) speso per portare a collasso completo (separazione in due monconi) ciascun campione. Per il confronto di tale grandezza relativa ai diversi materiali sperimentati, si fa riferimento, nell'ambito delle due classi di conglomerato esaminate (ordinario e leggero), al rapporto del valore misurato dopo  $n$  cicli termici ( $L_n$ ) rispetto a quello misurato su campioni vergini ( $L_0$ ).

Si può ritenere  $L$  correlato con l'energia di frattura  $G_F$ , parametro considerato nella relativa letteratura tecnica come significativo per la caratterizzazione di un materiale; in particolare in [21] A. Di Tommaso e K. Gylltoft, sulla base di ipotesi formulate da Hillerborg [24] segnalano, con altri fini, una possibile correlazione fra l'energia di frattura per calcestruzzi fibrosi misurate su campioni con o senza intaglio. È stato quindi messo a punto un programma di calcolo che consente di valutare il lavoro impiegato per portare a rottura i campioni con incremento di spostamento imposto e costante nel tempo.

b) Campioni non soggetti a cicli termici. La presenza delle fibre influenza in modo determinante il valore di  $L$ , però fortemente dipendente dalla lunghezza delle stesse fibre: l'energia di rottura per un campione di conglomerato ordinario privo di fibre, misurata prima dell'esecuzione dei cicli termici ( $L_0$ ), aumenta (almeno nelle prove effettuate) di circa 7 volte nel caso di presenza (con il dosaggio previsto) di "fibre corte" e di circa 26 volte in presenza di fibre lunghe.

Per i conglomerati leggeri i maggiori benefici si sono riscontrati ancora con la presenza di "fibre corte" (incremento di  $L_0$  pari a circa 19 volte), mentre tale incremento risulta poco diverso con fibre di 60 mm; nella seguente tab. 6 sono riportati i primi risultati.

Tabella 6 (2)

	$L/\bar{L}_0$	$L_y/\bar{L}_{y0}$		$L/\bar{L}_0$	$L_y/\bar{L}_{y0}$
NFC0	1	1	LWFC0	1	1
NFC30	6,8	0,78	LWFC30	19,2	0,96
NFC60	25,9	0,68	LWFC60	24,2	1,44

(2) Con  $\bar{L}_0$  si indica l'energia di rottura misurata per campioni vergini e privi di fibre.

Confrontando i risultati per le due classi di conglomerato a parità di tipo e contenuto di fibre (e ancora per campioni non sollecitati termicamente), si rileva (tab. 7) che solo nel caso di "fibre corte" i conglomerati leggeri presentano valori favorevoli di  $L$ , mentre, in assenza di fibre o con "fibre lunghe", è il conglomerato ordinario ad essere favorito.

L'energia totale di rottura risulta ovviamente influenzata anche dal carico di rottura del campione, e quindi anche dal lavoro di deformazione necessario a raggiungere la soglia del carico massimo ( $L_y$ ); nella stessa tab. 6, detto  $L_{y0}$  il valore di  $L_y$  relativo al conglomerato privo di fibre e in assenza di cicli termici, sono riportati anche i rapporti  $L_y/L_{y0}$ . Per i conglomerati leggeri l'apporto di fibre incide positivamente su  $L_y$ , mentre l'effetto è di segno opposto per i calcestruzzi normali.

d) Campioni soggetti a cicli termici. L'esecuzione dei cicli termici porta, in generale, a

significative modificazioni del rapporto  $L/L_0$ : nei diagrammi delle figg. 9a e 9b è riportato tale rapporto all'aumentare del numero dei cicli termici.

Pur constatando una dispersione dei risultati più ampia di quella rilevabile per la resistenza a trazione e a compressione, si possono tuttavia desumere andamenti qualitativi ritenuti di un possibile interesse.

Nell'ambito dei conglomerati ordinari si osserva come, a parità del numero di cicli termici, il diminuire dell'energia di rottura sia fortemente attenuato dalla presenza delle fibre e in particolar modo dalla presenza di "fibre corte"; i risultati sperimentali relativi ad uno stesso tipo di conglomerato sono confinati fra due rette limite che individuano la dispersione dei risultati sperimentali, quindi il loro gra-

Tabella 7

$L$ (LWFCO) / $L$ (NFCO) = 0,55
$L_0$ (LWFC30) / $L_0$ (NFC30) = 1,55
$L_0$ (LWFC60) / $L_0$ (NFC60) = 0,60

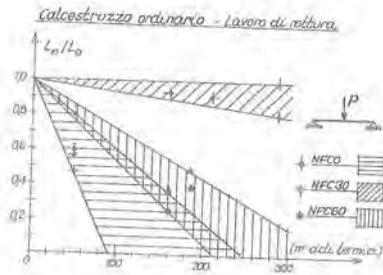


Fig. 9a

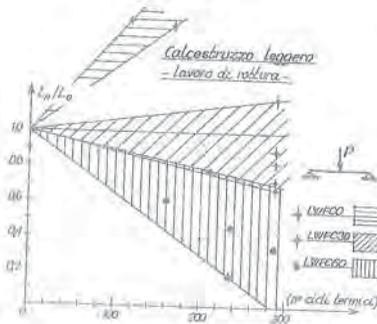


Fig. 9b

do di credibilità. I calcestruzzi normali dotati di "fibre lunghe" si pongono, come è già stato rilevato anche per altri aspetti [1-3], in condizioni intermedie fra quelle riscontrate per conglomerati privi di fibre e quelli dotati di "fibre corte".

Anche per il conglomerato leggero si possono osservare (fig. 9b) andamenti di  $L/L_0$  analoghi a quelli riportati per il calcestruzzo ordinario anche se con maggiori dispersioni; un comportamento anomalo sembra essersi manifestato per il calcestruzzo tipo LWFCO: esso infatti dopo il trattamento con cicli di gelo e disgelo evidenzia un rapporto  $L/L_0 > 1$ .

Dall'esame dei diagrammi carico-spostamento tale anomalia potrebbe essere attribuita sia alla presenza, dopo il raggiungimento del carico di rottura, di un "ramo cadente" abbastanza esteso per i campioni sottoposti a cicli termici (ramo sostanzialmente trascurabile per i campioni vergini), sia alla maggiore deformabilità dei campioni trattati termicamente anche nella parte ascendente della curva P- $\delta$ . Tuttavia tale circostanza appare legata ad un numero troppo ridotto di prove perché possa essere considerata definitivamente attendibile.

Con la seconda serie di prove si intende verificare ed eventualmente confermare gli andamenti qualitativi riassunti nella nota e indagare ancora, sulla base di più ampie informazioni, sulle migliori caratteristiche presentate dai componenti leggeri.

Gli Autori rivolgono un cordiale e vivo ringraziamento al prof. Piero Pozzati per i suggerimenti da essi ricevuti nell'esecuzione del presente studio.

Gli Autori ringraziano anche la Calcestruzzi S.p.A. di Ravenna per aver reso possibile la non agevole sperimentazione.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati. Comportamento di elementi strutturali soggetti ad azioni ripetute", Congresso C.T.E., Marina di Ravenna, 1986.
- [2] P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Comportamento a fatica di elementi strutturali lineari di calcestruzzo leggero fibrorinforzato", Atti Giornate AICAP, Stresa, 1987.
- [3] P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Comportamento favorevole del calcestruzzo leggero fibrorinforzato per impiego in zone sismiche", Inarcos n. 492, settembre 1988.
- [4] ACI SP-81, "Fiber reinforced concrete", International Symposium, G.C. Hoff, Detroit, 1984.
- [5] Concrete Technology Design, "New reinforced concretes", Surrey University Press, 1984.
- [6] M. ARNOULD, M. VIRLOGEUX, "Le béton léger", Presses Pontes et Chaussées, Paris, 1986.
- [7] A. BERTOLA, "I calcestruzzi leggeri", Hoepli, Milano, 1983.
- [8] "Istruzioni per le strutture in conglomerato cementizio con

- armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri artificiali", D.M. 26 marzo 1980 - Allegati alle Norme Tecniche.
- [9] R. CALZONA, "Il conglomerato leggero strutturale", Edizioni Scienza e Tecnica, Roma, 1982.
- [10] R. CALZONA, "Behavior of Dense or Lightweight Concrete under Multiaxial Stresses", Vol. II, 8th International Congress of F.I.P., London, 1978.
- [11] A. DI TOMMASO, "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, febbraio 1986.
- [12] A. DI TOMMASO, "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre", Atti Convegno AITEC, Parma, ottobre 1985.
- [13] Rilem Comitée 50-FMC, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", Rilem (draft) Recommendation, 1985.
- [14] AICAP, Comitato Calcestruzzi Speciali, "Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso", 1982.
- [15] ACI 21 3R-67, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete".
- [16] "Calcestruzzo leggero strutturale", edito dall'AITEC.
- [17] CEB/FIP, "Manual of Lightweight Aggregate Concrete", The Construction Press, 1977.
- [18] ACI Comitée 544, "State of Art Report on Fiber Reinforced Concrete", IR-82.
- [19] V. ALUNNO ROSETTI, "Determinazione sperimentale delle proprietà del calcestruzzo leggero ai fini della progettazione strutturale", Seminario sui calcestruzzi speciali, AICAP, L'Aquila, 5-6 ottobre 1988.
- [20] CEB, "Durable concrete structures - CEB design guide", Bulletin d'information n. 182, Lausanne, juin 1989.
- [21] Eifgren L., "Fracture mechanics of concrete structures. From theory to applications", Report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete. Applications, RILEM, Chapman & Hall Ltd, 1989.
- [22] BROCK D., "Elementary engineering fracture mechanics", Martins Nijhoff Publishers, 1984.
- [23] P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Comportamento sperimentale di calcestruzzi ordinari e leggeri fibrorinforzati soggetti a cicli di gelo e disgelo", Atti del Congresso C.T.E. 1990, Bologna, 16-18 novembre 1990.
- [24] A. HILLEBORG, "Determination and significance of the fracture toughness of steel fibre concrete", in Steel Fibre Concrete, US-Sweden joint sem., Stockholm, 1985.
- [25] L. CEDOLIN, "Introduzione alla meccanica della frattura del calcestruzzo", Relazione generale, AITEC, 1985.
- Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, dicembre 1990.

SULLA POSSIBILITA' DI SIMULARE IN TEMPI BREVI IL COMPORTAMENTO DI  
STRUTTURE DI C.A. INFLESSE SOGGETTE A CARICHI RIPETUTI

Pier Paolo DIOTALLEVI - Franco ZARRI  
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università di Bologna



## Sulla possibilità di simulare in tempi brevi il comportamento di strutture di c.a. inflesse soggette a carichi ripetuti (\*)

Pier Paolo Diotallevi - Franco Zarri  
Istituto di Tecnica delle costruzioni  
Università di Bologna

### SOMMARIO

La presente nota fornisce suggerimenti di come si possa, in termini seppure indicativi, passare da un comportamento di campioni di calcestruzzo soggetti in laboratorio a cicli di carico assiale a quello reale e molto complesso di flessione ripetuta di elementi di c.a.

### SUMMARY

The present note gives informations how to pass from a behaviour of concrete specimens subject to axial load cycles in laboratory to the real and very complex behaviour of repeated flexure, even if in indicative terms for R.C. structures.

### 1. PREMESSA

Per gli acciai, Wöhler ha accertato sperimentalmente che la frequenza di uno stato tensionale ha trascurabile importanza sul valore della soglia di rottura, e ciò in limiti fortunatamente assai ampi, comunque all'interno del regime elastico; per cui è stato possibile, con grandi vantaggi pratici, adottare nelle prove frequenze di gran lunga superiori a quelle effettive, ossia simulare sperimentalmente in breve tempo quanto in effetti ha invece evoluzione senza confronto più lenta.

Acquisita tale fondamentale proprietà, appariva opportuno chiedersi se essa possa valere anche per il calcestruzzo compresso, per il quale la deformazione comporta, principalmente a causa della viscosità, influenza sensibile del tempo e del modo di caricamento; e tale domanda risultava legittimata da esperienze varie, in particolare da quella di Sparks e Menzies [10], i quali misero in evidenza che la rottura può risentire sensibilmente della velocità di applicazione del carico.

Pertanto, per elementi strutturali di c.a. inflessi soggetti ad azioni ripetute, gli scriventi hanno effettuato un'ampia indagine ricavando sperimentalmente la crisi di resistenza, qualora avvenga per

(\*) Al presente lavoro gli Autori hanno contribuito in eguale misura.

cedimento del calcestruzzo, che può risultare fortemente influenzata, oltre che, s'intende, dalla intensità massima dell'azione applicata, dalla frequenza e dalla persistenza del valore massimo del carico in ciascuna delle sue ripetizioni [1].

Analogo studio sperimentale, con risultati qualitativamente simili, è stato avviato, sempre dagli scriventi [1], su campioni cilindrici di calcestruzzo soggetti a cicli di carico assiale.

La presente nota fornisce i risultati conclusivi di questa seconda indagine sperimentale e cerca di dare una risposta, sulla scorta anche della esperienza su travetti inflessi, alle questioni di come si debba regolare l'entità della frequenza sperimentale per simulare attendibilmente (mediante prove a fatica su campioni) il comportamento effettivo di una struttura soggetta ad azioni cicliche; e da come si possa, in termini seppure indicativi, passare da un comportamento di campioni soggetti in laboratorio a compressione ripetuta a quello reale e molto complesso di flessione ripetuta.

## 2. PROGRAMMA GENERALE DELLE PROVE

Il programma generale delle indagini sperimentali ha previsto l'esecuzione di prove a flessione (monotona o alternata) su travetti di c.a. (fig. 1) e a compressione semplice (monotona e alternata) su cilindri di calcestruzzo (fig. 2), confezionati con lo stesso tipo di calcestruzzo (tab. 1).

Tabella 1. Composizione del calcestruzzo.

N.	Costituenti della miscela (KN/m <sup>3</sup> )	
1	Sabbia fine ordinaria (0/1)	3,20
2	Sabbia granita ordinaria (0/3)	5,40
3	Ghiaia (6/12) ordinario	3,40
4	Ghiaia (12/28) ordinaria	6,10
5	Cemento (325 PTL)	3,70
6	Additivo superfluidificante	0,8%
7	Rapporto acqua/cemento	0,50
8	Densità (stato fresco) (KN/m <sup>3</sup> )	23,70
9	Resistenza meccanica	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Tutte le prove sono state eseguite con ripetizioni di carico del tipo 0-P (fig. 3) nel tentativo di simulare per strutture ricorrenti le condizioni reali di sollecitazione dovute a sovraccarichi mobili; il valore del carico  $P_c$  è stato assunto pari a circa 1/2 e a 2/3 del

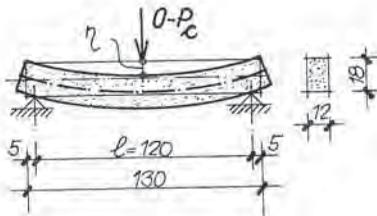
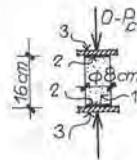


Fig. 1



- 1) cilindro di cls
- 2) materiale di ripartizione del carico
- 3) piastra di applicazione del carico

Fig. 2

valore medio del carico di rottura  $P_{rm}$ , ricavato da preliminari prove monotone.

I livelli (1/2 e 2/3) del carico  $P$  rispetto al carico  $P_{rm}$ , sono stati prescelti in modo tale da esplorare il comportamento in condizioni di fessurazione e di plasticizzazione.

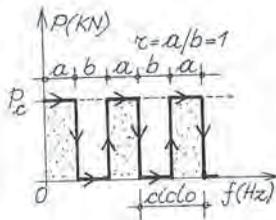


Fig. 3

I cicli di carico sono stati realizzati con "onde quadre" (fig. 3) e con rapporto di persistenza del carico ( $r = a/b$ ) pari ad uno, per simulare più severamente le condizioni reali di sollecitazione che frequentemente presentano  $a$  e  $b$ .

I cicli di carico sono stati effettuati con valori della frequenza  $f$  pari a 0,1 e 0,3 Hz, e per ogni frequenza con valori del rapporto  $\rho = P/P_{rm}$  pari, come si è detto, a 1/2 e 2/3.

## 2.1. Prove a flessione su travetti

Con riferimento allo schema statico della fig. 1, sono state eseguite prove, monotone e cicliche, su travetti di c.a. inflessi e confezionati con il tipo di calcestruzzo descritto nella tabella 1; le modalità di prova sono state illustrate nel precedente paragrafo.

Per tutti i travetti è stata prevista l'armatura metallica solo in zona tesa, e il dimensionamento della sezione è stato effettuato in modo da fare avvenire, come si è verificato in ogni caso sperimentale, la crisi di resistenza sempre a causa dello schiacciamento del calcestruzzo.

Nella tab. 2 sono riassunti il numero medio dei cicli riscontrati all'atto della rottura degli elementi strutturali per le diverse combinazioni dei valori di  $f$  e  $\rho$ ; di ogni combinazione sono state eseguite almeno cinque prove, ma è da dire che la dispersione dei risultati è stata notevole.

Tab. 2. Risultati delle prove su travetti inflessi di c.a. con  $R_{ck} = 30$  MPa.

Frequenza Hz	$\rho \cong 1/2$		$\rho \cong 2/3$	
	Campione n°	N° dei cicli a rottura	Campione n°	N° dei cicli a rottura
0,1	1	77.400	6	990
0,1	2	49.900	7	2.500
0,1	3	44.100	8	2.050
0,1	4	51.200	9	2.700
0,1	5	77.500	10	1.750
	valore medio = 60.000		valore medio = 2.000	
0,3	11	> 80.000	16	30.000
0,3	12	> 90.000	17	30.500
0,3	13	>100.000	18	16.654
0,3	14	>100.000	19	9.142
0,3	15	>100.000	20	38.500
	valore medio = >100.000		valore medio = 25.000	

## 2.2. Prove a compressione su cilindri

Sono state eseguite prove, monotone e cicliche, su cilindri di calcestruzzo compressi confezionati con due tipi di calcestruzzo, di classe 30 e 50 MPa, secondo le modalità di prova già illustrate nel precedente paragrafo.

Nella tab. 3 sono riassunti il numero medio dei cicli riscontrato all'atto della rottura dei campioni cilindrici per diverse combinazioni dei valori di  $f$  e  $\rho$ ; di ogni combinazione sono state eseguite almeno cinque prove. Anche per i campioni cilindrici le dispersioni sono state notevoli.

Tab. 3. Risultati delle prove su campioni cilindrici di calcestruzzo con  $R_{ck} = 30$  MPa.

Frequenza Hz	$\rho \cong 1/2$		$\rho \cong 2/3$	
	Campione n°	N° dei cicli a rottura	Campione n°	N° dei cicli a rottura
0,1	1	3.476	6	155
0,1	2	16.973	7	20
0,1	3	17.031	8	65
0,1	4	8.277	9	57
0,1	5	14.200	10	150
	valore medio = 12.000		valore medio = 90	
0,3	11	31.000	16	566
0,3	12	30.000	17	742
0,3	13	28.200	18	620
0,3	14	27.800	19	805
0,3	15	33.000	20	520
	valore medio = 30.000		valore medio = 650	

### 3. ESITO DELLE PROVE

Dal confronto delle prove sperimentali a fatica, eseguite su travi di c.a. inflessi ciclicamente e su campioni di calcestruzzo cilindrici compressi ciclicamente, è possibile effettuare le seguenti osservazioni:

- la rottura per schiacciamento del calcestruzzo (sia a compressione semplice, sia nella flessione) a parità di resistenza caratteristica può risentire notevolmente della frequenza dei cicli di carico e del valore massimo del carico impresso; più precisamente il numero dei cicli a rottura diminuisce progressivamente al diminuire della frequenza e, ovviamente, all'aumentare del valore massimo del carico impresso. A tale riguardo può valere la pena di tentare di tracciare, pur avendo indicazioni statistiche carenti, diagrammi che illustrino i legami fra  $\rho$  e  $n_C$  rispettivamente per valori di  $f$  pari a 0,1 e 0,3 Hz (figg. 4 e 5);
- per valori del carico impresso  $P_C$  inferiore a circa  $0,4 P_{rm}$ , la crisi per schiacciamento del calcestruzzo, per compressione semplice e per flessione, avviene con un numero  $n_C$  di cicli molto elevato e praticamente indipendente dalla frequenza (figg. 4 e 5);

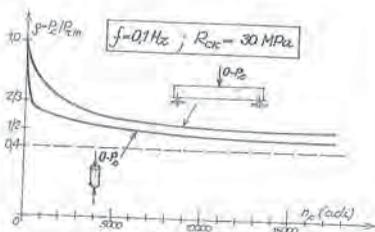


Fig. 4

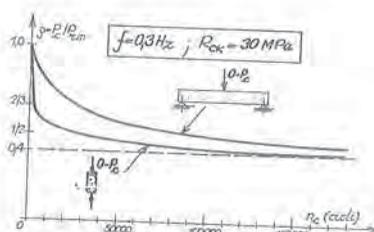


Fig. 5

- c) la rottura per schiacciamento a compressione semplice, a parità di valori di  $f$  e  $\rho$ , avviene con un numero di cicli molto inferiore di quello corrispondente alla rottura per flessione (variabile da 5 a 40 volte circa) in relazione alle combinazioni dei valori di  $f$  e  $\rho$  (tabb. 2, 3 e figg. 4, 5);
- d) la resistenza del calcestruzzo sembra incidere sensibilmente sul numero di cicli per provocare la rottura dei cilindri; più precisamente il numero di cicli a rottura aumenta all'aumentare dei valori di  $R_{ck}$ ,  $f$  e al diminuire di  $\rho$  (figg. 6, 7).

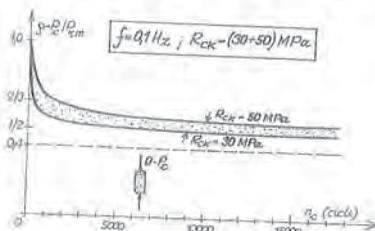


Fig. 6

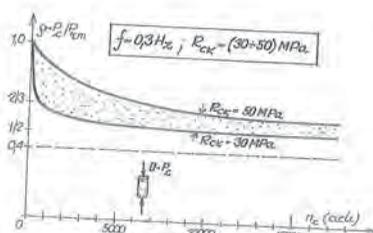


Fig. 7

#### 4. SIMULAZIONE IN TEMPI BREVI DI STRUTTURE INFLESSE DI C.A. SOGGETTE A CICLI RIPETUTI DI CARICO

Il confronto dei risultati delle prove a fatica eseguite su campioni di materiale e su elementi strutturali, consente di stabilire che:

- a) i legami fra  $\rho$ ,  $f$ ,  $n_c$  (vedi diagrammi delle figg. 4 e 5) sono qualitativamente simili fra loro;
- b) il numero dei cicli, a parità degli altri valori ( $\rho$ ,  $f$ ), occorrente per provocare la rottura degli elementi strutturali inflessi risulta sempre sensibilmente superiore a quello corrispondente ai cilindri compressi.

Tali osservazioni consentono di intravedere un modo di procedere mediante il quale sembra possibile simulare in laboratorio, quindi in presumibili tempi brevi, il comportamento a fatica spinto sino a rottura, di elementi strutturali di c.a. semplicemente inflessi eseguendo prove a schiacciamento per compressione semplice alternata (con cicli di carico del tipo 0-P), anch'esse spinte sino a rottura, di campioni cilindrici di calcestruzzo di uguali caratteristiche meccaniche.

Infatti se fosse noto il rapporto  $v$

$$v = n_{cf} / n_{cc}$$

tra i numeri di cicli necessari per provocare, con la legge ciclica della fig. 3, la rottura per flessione e per compressione semplice, è evidente che sarebbe possibile passare dalle prove abbastanza semplici riguardanti  $n_{cc}$ , alla previsione assai complessa di  $n_{cf}$ , ossia redersi conto del comportamento della struttura inflessa.

Ovviamente il parametro  $v$  risente di moltissime circostanze, pur dando per scontata la rottura per crisi del calcestruzzo. Tuttavia un'indicazione, seppure di attendibilità limitata a causa della particolarità del caso esaminato e della dispersione dei risultati, può essere tratta ad esempio dalle esperienze fatte e dai valori riportati nella tab. 4.

Tab. 4. Confronto tra i valori medi dei cicli a rottura per i travetti inflessi e per i cilindri compressi.

	$n_{cc}$ (Prismi)	$n_{cf}$ (Travetti)	$v = n_{cf} / n_{cc}$
$f = 0,1$ Hz			
$\rho = 1/3$	-12.000	-60.000	- 5
$\rho = 2/3$	- 90	-2.000	-22
$f = 0,33$ Hz			
$\rho = 1/3$	-30.000	>100.000	- 8
$\rho = 2/3$	- 650	- 25.000	-39

## RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano esprimere un vivo ringraziamento al prof. P. Pozzati per i suoi suggerimenti e la sua guida; alla Soc. Calcestruzzi SpA di Ravenna per la generosa collaborazione e al dott. R. Marino, della stessa società, per la cordiale disponibilità.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Simulazione in tempi brevi del comportamento di strutture inflesse di c.a. soggette nel tempo a carichi ripetuti", Atti del Convegno C.T.E., Bologna, nov. 1990.
- [2] Bollettino CEB n. 188, giugno 1988.
- [3] L. ASS-JAKOBSON, "Fatigue of concrete beams and columns", Bulletin No. 70-1, Div. of Concrete Structure, NTH-Trondheim, 1970.
- [4] ACI Committee 215: "Considerations for design of concrete structure subjected to fatigue loading", ACI Journal, March 1974, pp. 97-121.
- [5] K. GYLLTOFT, "A fracture mechanics model for fatigue in concrete". Materials and Structures, V 17, no. 97, 1984, pp. 55-58.
- [6] H.K. HILSDORF, C.E. KESLER, "Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses", ACI Journal, Proceedings V 63, no. 10, Oct. 1966, pp. 1059-1076.
- [7] J.T. McCALL, "Probability of fatigue failure of plain concrete", Journal American Concrete Institute, Vol. 55, Aug. 1958, pp. 233-444.
- [8] J.W. MURDOCK, C.E. KESLER, "Effect of range of stress on fatigue strength of plain concrete beams". ACI-J., Vol. 30, no. 2, 1958, pp. 221-233.
- [9] F.S. OPLE, C.L. HULSBOS, "Probable fatigue life of plain concrete with stress gradient". ACI Journal, Proceedings, Vol. 63, no. 1, Jan. 1966, pp. 59-82.
- [10] P.R. SPARKS, J.B. MENZIES, "The effect of rate of loading upon the static and fatigue strength of plain concrete in compression". Mag. Concrete Res., Vol. 25, no. 83, June 1973, pp. 73-80.
- [11] P.R. SPARKS, "The influence of rate of loading and material variability on the fatigue characteristics of concrete". ACI publication SP-75, 1982, pp. 331-343.
- [12] R. TEPFERS, T. KUTTI, "Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete", ACI J., May 1979, pp. 635-652.

CORRELAZIONI TRA LA VELOCITA' DEGLI IMPULSI ULTRASONICI E LA  
RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO  
IMPIEGATO PER STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Giacomo FERRARI  
C.N.R. - Roma

Giovanni CONTINI  
Libero professionista - Milano



## CORRELAZIONI TRA LA VELOCITA' DEGLI IMPULSI ULTRASONICI E LA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO IMPIEGATO PER STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Giacomo Ferrari, ingegnere tecnologo del CNR Roma  
Giovanni Contini, ingegnere libero professionista in Milano

### SOMMARIO

Questa memoria descrive i fondamenti della teoria del suono applicati al principale obiettivo di determinazione e di misura della velocità degli impulsi ultrasonici nel calcestruzzo per stabilire una relazione empirica tra la velocità di propagazione degli impulsi e la resistenza a compressione del calcestruzzo. La resistenza a compressione di un calcestruzzo standard è determinata con prove su campioni cilindrici ( $H/D=2$ ) prelevati in-situ da travi, successivamente alla misura della velocità. L'informazione precedentemente disponibile è utilizzata per l'analisi statistica di regressione e per la determinazione del coefficiente di correlazione della distribuzione.

### SUMMARY

This report describes the basic theory of sound applied in the main objective of determination and measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete for establish a relationship between pulse velocity and compressive strength of concrete. The compressive strength of standard concrete is determined by tests on cylindrical specimens ( $H/D=2$ ) drawn from in-situ beams after measuring pulse velocity. The information previously available is exploited to analyse the statistical relation of regression and to determinate the correlation coefficient of distribution.

### 1. PREMESSA

L'impiego delle prove non distruttive, nella determinazione della resistenza del calcestruzzo di elementi in C.A o in C.A.P, trova nel metodo ultrasonico uno dei principali strumenti d'indagine attualmente disponibili; l'applicazione degli ultrasuoni infatti, tramite la misura della velocità di propagazione, è in grado di dare informazioni sul calcestruzzo di rapida acquisizione con le quali si è nella condizione di stabilire una correlazione sperimentale di tipo campionario, fra la velocità di propagazione delle onde elastiche e la resistenza a compressione, che sia atta a misurare la qualità del calcestruzzo e permetta il controllo comparativo in opera a breve e a lungo termine tramite la misura del solo dato sonico.

Il metodo di determinazione della velocità di propagazione degli ultrasuoni, sviluppato essenzialmente dal 1935 in poi, deve la sua popolarità soprattutto per l'evidente raffronto esistente fra i fenomeni che governano la propagazione delle onde e le proprietà fisico meccaniche del mezzo attraversato da tali onde. E' noto infatti che la propagazione delle onde elastiche all'interno di un mezzo omogeneo isotropo ideale a tre dimensioni, viene dedotta impostando lo studio dell'equilibrio dinamico di un cubetto elementare all'interno del corpo per giungere alla formulazione delle equazioni di moto [1]. Gli integrali generali di due soluzioni delle equazioni di moto sono corrispondenti alla esistenza di due tipi di onde che si propagano con diverse modalità, esse sono:

- le onde longitudinali o principali (di trazione-compressione in cui lo spostamento è diretto lungo la direzione di propagazione della onda stessa) con velocità di propagazione  $V_p$  espressa dalla relazione:

$$V_p = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

- le onde trasversali o di taglio o secondarie, (moto trasversale rispetto al primo in cui lo spostamento giace in un piano normale alla direzione di propagazione dell'onda) con velocità di propagazione  $V_s$  espressa da:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}}$$

dove:

- $E$  = modulo di elasticità normale (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\rho$  = densità del mezzo (Kg/m<sup>3</sup>)  
 $\nu$  = modulo di Poisson  
 $V_{p/s}$  = velocità principale o secondaria (Km/s)

Si può facilmente dimostrare che fra le due relazioni, poiché  $\nu$  varia in realtà solo tra 0 ed 1/2, la velocità di propagazione delle onde longitudinali è sempre maggiore di quella trasversale ed entrambe le velocità sono indipendenti dalla frequenza di vibrazione delle onde che attraversano il mezzo elastico.

Nel caso di corpi monodimensionali (2), dove una dimensione è di gran lunga prevalente rispetto alle altre ( sbarre metalliche, provini cilindri con  $H \gg D$ ) il moto delle onde longitudinali, quando la lunghezza d'onda  $\lambda$  è superiore allo spessore dell'elemento, ha la possibilità di propagarsi in una sola direzione ed essendo trascurabile l'effetto dovuto alla contrazione trasversale, la velocità di propagazione delle onde longitudinali assume la formula semplificata:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Questa velocità, se riferita ad un calcestruzzo con modulo di Poisson assunto convenzionalmente pari a  $\nu = 0,24$  è un poco diversa da quella che si otterrebbe impiegando la prima formula valida per le onde longitudinali in un mezzo elastico a tre dimensioni, infatti nelle condizioni sopra ipotizzate per  $\nu = 0,24$  risulta  $V_{p(1)} = 0,921 V_{p(3)}$ , con ovvio significato della simbologia. (1)

Accanto alle relazioni precedentemente esposte, se si vuole valutare l'incidenza della forma del corpo nella determinazione della velocità di propagazione delle onde longitudinali  $V_p$ , ci si deve riferire al legame esistente tra  $V_p$  e le caratteristiche elastiche in un mezzo bidimensionale (3) in queste condizioni, per lo stesso calcestruzzo convenzionale di riferimento con modulo di Poisson  $\nu = 0,24$ , abbiamo:  $V_{p(1)} = 0,970 V_{p(2)}$ .

Limitatamente alle considerazioni sovrapposte, ricavate dai legami esistenti tra velocità principale di propagazione e le caratteristiche elastiche per mezzi omogenei isotropi a uno, due, tre dimensioni, esse hanno indotto alcuni autori [4] a formulare per gli elementi in calcestruzzo, indipendentemente dalla loro forma, una relazione del tipo:

$$V_p^2 = K \frac{E}{\rho}$$

dove  $K$  è una costante che tiene conto sia del coefficiente di Poisson  $\nu$  del calcestruzzo sia della forma

dell' elemento e può essere assunta pari 1,178, tale tipo di relazione è stata recepita anche in ambito normativo dalla ASTM.

La semplificazione introdotta rispetto all' approccio teorico e ai legami empirici esistenti tra il modulo elastico  $E_c$  e resistenza a compressione  $R$  del calcestruzzo, ci suggeriscono la possibilità di dedurre quest' ultimo valore direttamente dal dato sonico, sapendo nel contempo che non esiste una relazione funzionale univoca tra le due variabili, ma il legame tra la velocità di propagazione delle onde longitudinali e la resistenza a compressione del calcestruzzo dipende da molteplici fattori includenti l' età, le condizioni di maturazione, le condizioni di umidità, le proporzioni degli aggregati, il tipo degli aggregati, il tipo di cemento e il rapporto acqua cemento impiegato; se è richiesta una stima della resistenza sarà necessario stabilire una correlazione tra la resistenza a compressione e velocità longitudinale per quel particolare tipo di calcestruzzo in esame.

Scopo del presente lavoro è di presentare una procedura interpretativa per valutare la resistenza a compressione usufruendo della variabile velocità sonica acquisita da un particolare tipo di calcestruzzo espressamente formulato per rilevanti impieghi strutturali.

## 2. METODOLOGIA E STRUMENTAZIONE DI PROVA

Nel seguito vengono brevemente presentate la metodologia e la strumentazione di prova necessaria per poter compiere una indagine non distruttiva tramite l' impiego di onde ultrasonore in un intervallo di frequenze avente come estremo inferiore la frequenza di 20 KHz, corrispondente alla soglia limite di percezione umana del suono, mentre l' estremo superiore, per le indagini sul calcestruzzo, è posto a 150 KHz, limite di gran lunga inferiore al campo di frequenze normalmente impiegate per esaminare i difetti dei materiali metallici.

La misurazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici, generati da un trasduttore elettro acustico messo a contatto con una delle superfici dell' elemento in calcestruzzo, si basa fondamentalmente sulla misura del tempo impiegato dall' impulso ad attraversare la massa del campione in prova e a raggiungere la sonda ricevente; il segnale elettronicamente amplificato è convertito in una misura temporale, questa indica il tempo impiegato dall' impulso a percorrere la distanza  $L$  intercorrente tra la sonda ricevente e la sonda trasmittente. La velocità di propagazione dell' onda è calcolata dividendo  $L$  per  $T$ . In base alla posizione reciproca delle sonde rispetto alla geometria del campione, sono possibili sostanzialmente tre tecniche di rilevazione della velocità di propagazione degli ultrasuoni. Esse sono indicate come:

a) tecnica di trasmissione diretta, altrimenti detto metodo per trasparenza; con tale tecnica le sonde, ricevente e trasmittente, sono poste sulle facce opposte dell' elemento strutturale in prova in posizione tale da rendere minima la distanza fra esse; la procedura di prova è quella più sensibile perché in tali condizioni, le onde trasmesse sono sicuramente onde di tipo longitudinale (onde di tipo P) e il segnale trasmesso subisce la minima attenuazione e un' ampia percentuale dell' energia di vibrazione è captata dalla sonda ricevente;

b) tecnica di trasmissione semidiretta o diagonale, consiste nell' applicare i trasduttori su due facce adiacenti dell' elemento in prova. Solitamente l' applicazione delle sonde è fatta scegliendo due piani adiacenti ortogonali appartenenti all' elemento da caratterizzare; a questa tecnica deve ascrivere anche la configurazione diretta quando le due sonde non sono diametralmente opposte fra loro e la distanza intercorrente fra i punti di applicazione delle sonde non è più la minima;

c) tecnica di trasmissione indiretta od omeosuperficiale, entrambe le sonde vengono applicate in punti diversi appartenenti alla medesima faccia di una superficie piana delimitante l' elemento da provare. L' efficienza del metodo è notevolmente ridotta a causa della indeterminazione dei percorsi effettivi delle onde ultrasoniche. Le tecniche descritte ai punti - a, - b e - c hanno specifici campi d' applicazione dipendenti dal tipo di controllo che s' intende eseguire sul manufatto o sul provino in calcestruzzo e sono soggette alle limitazioni strutturali e ai vincoli geometrici imposti dall' elemento alla particolare realizzazione della procedura di prova prevista.

Ogni tecnica evidenzia diverse caratteristiche di trasmissione, rispetto ai fenomeni di rifrazione e

riflessione delle onde ultrasoniche incidenti sulle superfici delimitanti l'elemento in prova inserito nell'ambiente circostante facente da mezzo di separazione, in modo da risultare più idonea per alcune applicazioni particolari rispetto ad altre; il caso più evidente è il metodo omeosuperficiale quando viene utilizzato per determinare la qualità superficiale del calcestruzzo in relazione agli altri strati più interni o quando si vuole determinare la profondità di una fessura con giacitura normale alla superficie di applicazione delle sonde. Delle tre tecniche di trasmissione, quella per trasparenza è la più sensibile, poiché i risultati che si ottengono sono i più rappresentativi di tutto lo spessore del calcestruzzo esaminato; nel presente lavoro, non essendovi impedimenti di altro genere, il metodo per trasparenza è stato sistematicamente utilizzato per la misura del tempo di propagazione attraverso i campioni di calcestruzzo espressamente ricavati per la sperimentazione.

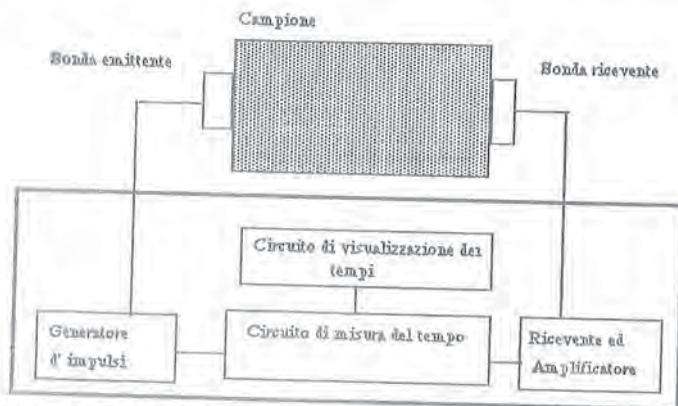


Fig. 1 - Schema a blocchi di uno strumento ad ultrasuoni per il controllo del calcestruzzo

L'apparecchio di prova impiegato è schematicamente rappresentato in fig. 1, esso si compone essenzialmente delle seguenti unità funzionali elettricamente connesse:

a - un generatore d'impulsi elettrici accoppiato alla relativa sonda di trasmissione di tipo piezoelettrico, questa trasforma gli impulsi elettrici prodotti del generatore in vibrazioni di frequenza nota. Nel caso della strumentazione effettivamente utilizzata, la caratteristica nominale di vibrazione del trasduttore risultava avere una frequenza di 54 KHz,

b - una sonda ricevente, simile alla precedente sonda trasmittente, che trasforma le vibrazioni meccaniche, captate dalla superficie a contatto con il campione, in segnali elettrici da inviare ad un dispositivo di amplificazione in sincronismo con il generatore di impulsi,

c - un circuito di misura elettronico dell'intervallo di tempo intercorso fra l'istante di emissione dell'impulso e l'istante in cui questo arriva alla sonda ricevente,

d - un circuito di visualizzazione dei tempi intercorsi, normalmente presente nelle strumentazioni disponibili sul mercato in due versioni simultaneamente attive; la prima consiste essenzialmente di un oscilloscopio nel cui tubo a raggi catodici è visualizzata l'onda trasmessa e quella ricevuta, mentre sull'asse dei tempi è possibile misurare l'intervallo di tempo intercorso fra i due segnali; la seconda versione, per l'indicazione del tempo intercorso, impiega un temporizzatore digitale con oscillatore al quarzo, il dispositivo visualizza direttamente l'intervallo temporale su un apposito visore a cristalli liquidi.

La scelta del campo di frequenze entro cui si collocano i singoli valori nominali delle sonde emittenti, da impiegarsi nelle indagini ultrasoniche sul calcestruzzo, è dettata da considerazioni energetiche relative al fenomeno della attenuazione che subisce l'onda ultrasonica nel suo moto di propagazione entro il mezzo; la lunghezza del percorso che questa può attraversare dipende dall'ampiezza iniziale dell'onda, dalla frequenza e dalla natura del mezzo. Lo smorzamento della pressione acustica in funzione della

distanza è di tipo esponenziale ed avviene tanto più rapidamente quanto più la frequenza della sonda è grande, tale ultima circostanza è intuitivamente comprensibile se si tiene presente che, essendo la velocità nel mezzo indipendente dalla frequenza rispetto a questa la velocità deve essere ritenuta costante, quindi dalla relazione  $V = \lambda F$  si deduce che, essendo la velocità di propagazione nel mezzo invariante, alle alte frequenze corrispondono piccole lunghezze d'onda, ma in questo caso, per il calcestruzzo, se  $\lambda$  è dello stesso ordine del diametro degli inerti, aumenta la possibilità di perdita di energia perché aumenta la possibilità di diffusione dell'onda in tutte le direzioni. Tale ultima circostanza, limita per il calcestruzzo l'applicazione degli ultrasuoni con delle frequenze maggiori di 150 KHz, perché se si raggiungono frequenze di vibrazione superiori al limite indicato, l'onda non riuscirebbe a penetrare nel calcestruzzo e, a seguito della elevata attenuazione subita, sarebbe rapidamente smorzata lungo la parte iniziale del suo percorso. La scelta del tipo di sonda da utilizzare nella successiva campagna sperimentale è stata dettata da considerazioni sulle lunghezze dei percorsi da esplorare e dalle caratteristiche nominali di frequenza delle sonde fornite dai costruttori di strumentazione per indagini ultrasoniche.

### 3. RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

La fase sperimentale del presente lavoro, è stata condotta a valle del processo produttivo, su una serie di travi prefabbricate sulle quali, come prevalentemente avviene nei casi in cui è richiesta una indagine non distruttiva, erano sorti dubbi sulla conformità della classe di resistenza del calcestruzzo impiegato rispetto a quella prescritta in fase progettuale. La normativa italiana sull'argomento, con il D.M. n 37 del 27/7/85 attualmente in vigore, nell'allegato 2 "Controlli sul conglomerato", al punto 5.3, "Prescrizioni comuni ad entrambi i criteri di controllo", cita la seguente proposizione:

- se una prescrizione del controllo di accettazione non risulta rispettata, occorre procedere:
- ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di conglomerato non conforme, sulla base della resistenza ridotta del conglomerato, ovvero a una verifica delle caratteristiche del conglomerato messo in opera mediante le prove complementari ove esistessero, o con prelievi di calcestruzzo indurito messo in opera (es. carotaggi) o con l'impiego di altri mezzi d'indagine.

La generalità espressa dalla normativa sui mezzi d'indagine, ci autorizza ad impostare il metodo ultrasonico come alternativa per l'accertamento della conformità della resistenza caratteristica su cubetto del calcestruzzo ( $R_{ck}$ ) ai requisiti progettuali richiesti.

In base ai criteri precedentemente richiamati, le indagini preliminari, inerenti alle specifiche progettuali degli elementi in calcestruzzo oggetto della presente caratterizzazione sonica, conducono in ogni caso a considerare note a priori la resistenza caratteristica di progetto  $R_{ck}$  e il mix design del calcestruzzo utilizzato. Per quanto riguarda il caso in esame la miscela impiegata per i getti risultava avere la seguente composizione:

- Calcestruzzo per travi:	(Pesata 1 m <sup>3</sup> inerti asciutti)	
- Cemento 425 (Buzzi)		350 Kg/m <sup>3</sup>
- Sabbia		850 Kg/m <sup>3</sup>
- Inerte fine		140 Kg/m <sup>3</sup>
- Inerte grosso		950 Kg/m <sup>3</sup>
- Superfluidificante		0,8 %
- Acqua/cemento		0,45
- Slump		12 cm

Si deve richiamare il fatto che la successiva inevitabile diversa compattazione dei getti delle travi rispetto ai corrispondenti cubetti di prelievo e la sempre possibile variazione non controllata dell'acqua d'impasto sono i fattori che più sovente incidono sulla resistenza del calcestruzzo e la sottopongono a delle variazioni che non possono essere controllate e che quindi generano una imperfetta corrispondenza fra

resistenza dei cubetti e resistenza del calcestruzzo impiegato negli elementi strutturali.

Al fine di ovviare alle limitazioni precedentemente indicate, si è provveduto a compiere una campionatura del calcestruzzo impiegato per la formazione di una prima serie di travi, tramite l'estrazione di un rappresentativo campione di microcarote prelevate direttamente dagli elementi strutturali prodotti. Il prelievo, premessa indispensabile per poter stabilire una curva di taratura del tipo  $R=f(V)$  tra il generico parametro non distruttivo velocità  $V$  e la resistenza del calcestruzzo in opera [5], ha condotto alla formazione di trentotto provini cilindrici con diametro nominale  $\phi = 5$  cm e altezza  $H = 10$  cm, ottenuti per taglio delle microcarote di riferimento precedentemente estratte e aventi altezza pari allo spessore dell'anima della trave a cui appartenevano in origine. Tutte le successive prove di laboratorio sono state condotte su provini maturati ventotto giorni in condizioni normali di temperatura e umidità e hanno avuto

N	resist	velocità	massa
	cilindr	longit.	
	$N/mm^2$	m/s	$Kg/m^3$
1	37	3844	2230
2	30	3921	2210
3	34	3821	2177
4	34	3691	2218
5	28	3794	2193
6	23	3803	2201
7	30	3811	2159
8	35	3821	2154
9	33	3690	2131
10	27	3699	2170
11	32	3797	2190
12	25	3968	2346
13	27	3849	2322
14	29	3906	2308
15	35	3945	2275
16	33	4000	2353
17	42	3945	2363
18	29	3807	2257
19	29	3770	2240
20	36	4032	2252
21	36	3778	2258
22	33	3687	2241
23	31	3795	2261
24	32	3911	2325
25	36	4098	2263
26	32	3933	2246
27	34	3817	2293
28	32	3953	2303
29	35	3847	2240
30	33	3681	2290
31	29	3926	2271
32	32	3794	2254
33	31	3801	2259
34	30	3984	2273
35	32	3792	2259
36	34	3984	2275
37	35	3846	2246
38	28	3759	2246

Tabella 1 - Risultati delle determinazioni di massa volumica, velocità e resistenza

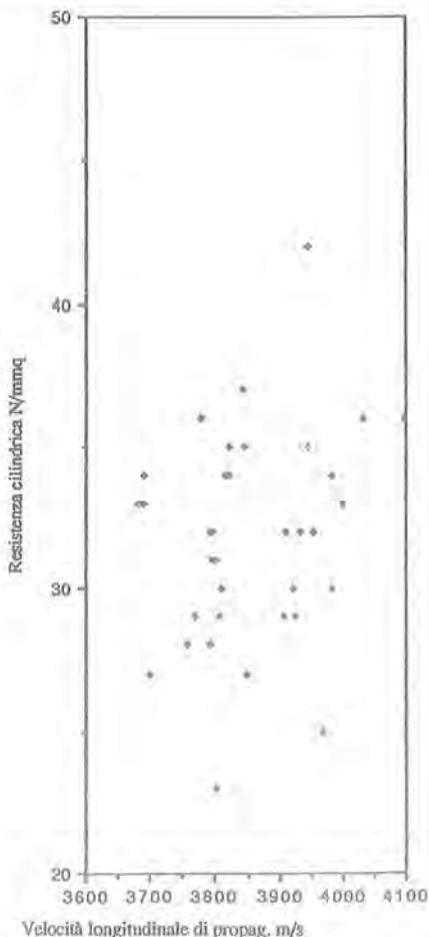


Fig. 2 Diagramma a scatter dei punti originari ( $V_p$ ,  $R_c$ ) ottenuti dai provini

per oggetto la determinazione della massa volumica, della velocità longitudinale di propagazione delle onde ultrasoniche e si sono concluse con la rottura dei provini per la valutazione della resistenza cilindrica a compressione  $f_c$ . La tabella 1 presenta i risultati numerici della sperimentazione per i 38 provini ottenuti tramite il microcarotaggio su una serie di produzione di quattro travi, mentre la relativa rappresentazione grafica dei punti individuati dalle due variabili casuali velocità e resistenza da correlare è riportata nel diagramma a scatter di figura 2.

#### 4. ANALISI STATISTICA DEI RISULTATI SPERIMENTALI

I valori numerici ottenuti nella sperimentazione sono stati successivamente trattati tramite i metodi dell'analisi statistica secondo fasi distinte in ragione delle diverse finalità proposte. Nella prima fase le tre variabili casuali,  $V_p$  velocità principale,  $f_c$  resistenza cilindrica a compressione e massa volumica  $\rho$  sono state considerate separatamente, per ognuno dei tre campioni estratti dalle rispettive popolazioni si è proceduto al calcolo dei più significativi indici statistici. Nella tabella 2 sono riportati i principali parametri stimati sui campioni ottenuti dalle rispettive popolazioni che si suppongono distribuite normalmente; per le singole variabili casuali  $\rho$  massa volumica,  $V_p$  velocità principale di propagazione e resistenza cilindrica a compressione  $f_c$ , la tabella riporta i valori stimati della media, della varianza, dello scarto quadratico medio, del coefficiente di variazione inteso, come rapporto percentuale tra lo scarto quadratico medio e la media, dei valori caratteristici o frattili di ordine 0,05 e indica l'ampiezza dei campioni estratti dalle rispettive popolazioni, tramite la presentazione dei valori massimi e minimi misurati. Per i risultati di più specifico interesse, ai fini delle successive elaborazioni dei dati tramite le analisi di correlazione e di regressione, sono riportati per le variabili casuali  $V_p$  velocità principale e  $f_c$  resistenza cilindrica a compressione, i rispettivi istogrammi di frequenza nelle Fig 3 e Fig. 5, mentre nelle Fig. 4 e Fig 6 sono rappresentati i diagrammi di distribuzione delle rispettive frequenze cumulate relative, intendendo per frequenza cumulata relativa di ogni elemento del campione, il rapporto tra il numero d'ordine dell'elemento, a seguito della classificazione dei dati in ordine crescente e la corrispondente dimensione del campione aumentata di una unità. Le curve di frequenza cumulata rappresentano una stima approssimata delle funzioni di probabilità  $P(R)$  e  $P(V)$  delle rispettive variabili casuali velocità e resistenza cilindrica. La principale considerazione degna di attenzione a seguito del confronto dei parametri statistici, è la notevole diversità del coefficiente  $C_v$  assunto dalla resistenza cilindrica  $f_c$  rispetto al

	Massa volumica Kg/m <sup>3</sup>	Velocità principale m/s	Resistenza cilindrica N/mm <sup>2</sup>
media	2251	3850	32
varianza	3005	10679	14,36
scarto quadratico medio	54,82	103,34	3,79
coefficiente di variazione	2,43	2,68	11,69
Valore caratteristico di ordine 0,05	2161	3680	26
valore massimo	2363	4098	23
valore minimo	2131	3681	43

Tabella 2 - Parametri statistici relativi alle prove di laboratorio

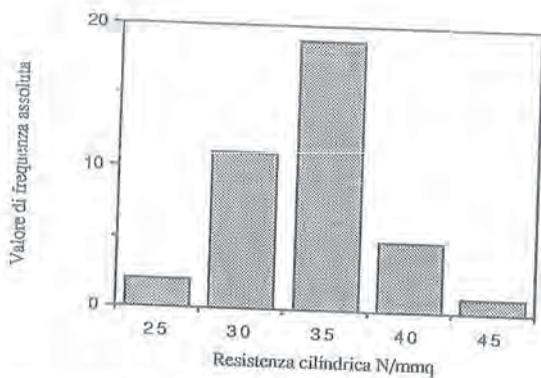


Fig. 3 - Istogramma di frequenza delle resistenze cilindriche misurate

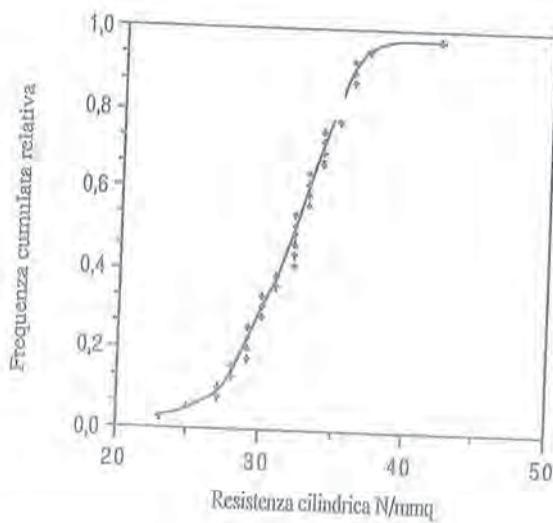


Fig. 4 - Diagramma di distribuzione cumulativo e relativa curva di frequenza dei valori di resistenza  $f_c$

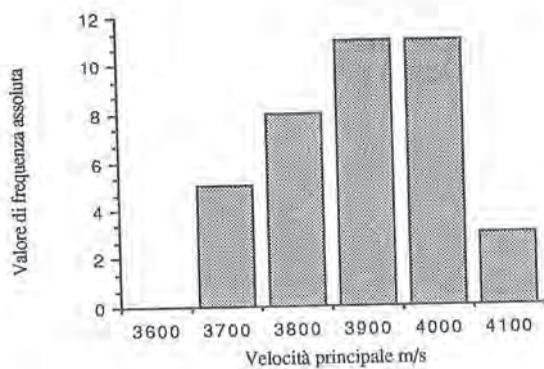
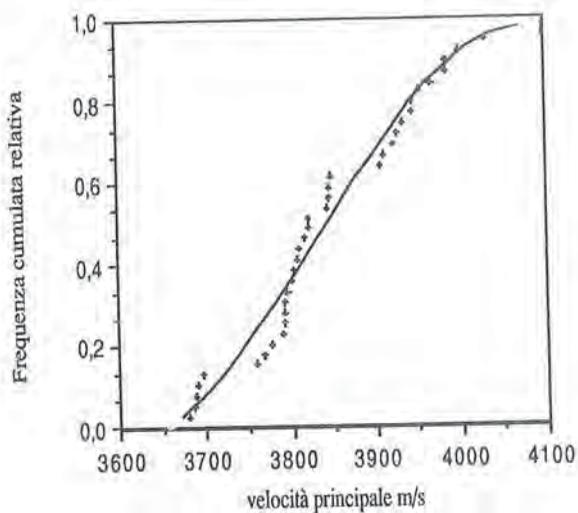


Fig. 5 - Istogramma di frequenza delle velocità principali misurate



AAA

Fig. 6 - Diagramma di distribuzione cumulativo e relativa curva di frequenza dei valori della velocità

medesimo parametro stimato sulle altre variabili casuali velocità e massa volumica del campione statistico, ma più in generale rispetto ai valori normalmente presenti nelle determinazioni della resistenza cubica  $R_c$  su cubetti normalizzati o della resistenza cilindrica sul provino normalizzato. Tale effetto, consistente nell' aumento della variabilità delle resistenze cilindriche al variare del diametro del provino, anche se noto [ 6 ] e spiegato con la teoria di " addizione di resistenza", secondo la quale: "la deviazione standard della resistenza a compressione diminuisce con l' aumentare del diametro della carota e, se si confrontano due gruppi di provini cilindrici con diverso diametro si ottiene lo stesso valore quando il numero dei provini dei due gruppi è tale che l' addizione delle aree della loro sezione risulta uguale", non trova una idonea collocazione nell' attuale normativa ed è marginalmente trattato al paragrafo " Caratteristiche del calcestruzzo indurito" delle Istruzioni CNR pubblicate nel 1982.

Le considerazioni precedenti dimostrano che le sole misure di resistenza cilindrica  $f_c$  e caratteristica  $f_{ck}$  ottenute da prove di compressione su microcarote di diametro  $\Phi = 5$  cm, non sono praticamente utilizzabili per ottenere gli equivalenti valori normalizzati, a causa della inapplicabilità dei fattori di conversione fra resistenze a compressione di cubi / cilindri e per la mancanza degli omologhi indici applicabili ai cilindri che tengano conto del diametro D e della snellezza del provino H/D. Pertanto l' analisi precedente necessita di ulteriori tipi di indagine statistica che esplicitino la ricerca della connessione tra le due variabili casuali resistenza cilindrica e velocità longitudinale, distribuite nel piano V,R con densità di probabilità  $w=w(V,R)$  che si ipotizza normale. Se si rinuncia a costruire la statistica delle due variabili casuali V e R, ma ci si limita al calcolo e alla interpretazione del coefficiente di correlazione di Pearson:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})(V_i - \bar{V})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2 \sum_{i=1}^n (V_i - \bar{V})^2}}$$

definito adimensionalmente come rapporto tra la covarianza e il prodotto degli scarti quadratici medi delle due variabili casuali velocità principale e resistenza cilindrica; rapporto, variabile nell' intervallo  $-1 \leq r \leq 1$ , calcolato sul campione originario e su un campione fittizio ottenuto dalle coppie  $(V_i, R_i)$  dei dati aventi la stessa frequenza cumulata relativa nei rispettivi diagrammi di distribuzione precedentemente determinati, che per i campioni statistici dell' indagine ha assunto rispettivamente i seguenti valori:

$$r(\text{originario}) = 0,194$$

$$r(\text{fittizio}) = 0,960$$

si possono fare le seguenti considerazioni sostenute anche da analoghi risultati ottenuti in altre sperimentazioni [ 7 ]; atteso il significato di coefficiente di correlazione lineare r, il quale si può ritenere una misura della linearità del legame fra le variabili velocità principale e resistenza cilindrica per  $0 \leq r \leq 1$ , (rigorosamente lineare per  $r=1$ , assenza di correlazione per  $r=0$ ) e del significato di correlazione diretta positiva per  $r > 0$ , si traggono le seguenti conclusioni: la correlazione esistente tra la velocità principale e la resistenza cilindrica è di tipo positivo o diretto, questo fatto implica che all' aumentare della velocità statisticamente aumenta la resistenza cilindrica.

Il risultato anche se qualitativamente valido non trova una pratica applicabilità nei casi concreti, a meno di riferirlo a condizioni generali del livello di qualità del calcestruzzo da stabilirsi di volta in volta

su una definita produzione di calcestruzzo, come presentato da alcuni autori [ 8 ] tramite una classificazione del materiale del tipo:

molto scadente	$V < 2135$	m/s
scadente	$2135 + 3050$	m/s
discreto	$3050 + 3660$	m/s
buono	$3660 + 4575$	m/s
ottimo	$V > 4575$	m/s

ottenuta da una valutazione dei valori di resistenza e velocità misurati e mediati in una vasta campagna d'indagine conoscitiva.

La tappa successiva per l'interpretazione dei dati acquisiti nella fase di campionamento consiste nell'analisi di regressione. Il metodo della regressione è impiegato, nelle distribuzioni a due dimensioni, quando interessa non tanto adattare alle osservazioni una legge probabilistica ma quando si vuole più facilmente determinare in modo semplice e pratico un legame statistico tra due variabili casuali come risultano essere la velocità principale e la resistenza cilindrica.

Per l'applicazione del metodo, è necessario scegliere delle curve che si adattino bene ai dati, ma poiché le variabili sono due, velocità e resistenza cilindrica, sarà preliminarmente necessario stabilire quale delle due variabili assumerà, nel legame funzionale empirico, il significato di variabile indipendente e quale quello di dipendente, o detto in termini equivalenti quale tipo di regressione (R su V) e curva di regressione si intende adottare. Il metodo implica a priori la scelta del tipo di curva di regressione, quelle adottate per i due campioni statistici esaminati sono le seguenti famiglie di funzioni:

$$\text{lineare} \quad R = C_0 + C_1 V$$

$$\text{potenza} \quad R = C_0 V^{C_1}$$

dove R e V sono rispettivamente la resistenza cilindrica e la velocità principale, mentre i singoli coefficienti  $C_0$  e  $C_1$ , di ogni singola curva, sono da determinarsi per ognuna di esse, con il metodo dei minimi quadrati minimizzando la somma

$$S = \sum (R_i - R_{is})^2$$

dei quadrati degli scarti tra i valori osservati della variabile resistenza cilindrica  $R_i$  ed i corrispondenti valori  $R_{is}$  che, a parità di valore della velocità principale V, si leggono sulla curva di regressione.

Dopo il calcolo delle costanti  $C_0$ ,  $C_1$  per le quattro curve, riportate analiticamente e graficamente nelle fig. 7, 8, 9, 10, rappresentative rispettivamente del campione statistico originario e di quello fittizio ottenuto dai dati di velocità e resistenza, ordinati in modo da rappresentare punti  $(R_i, V_i)$  con lo stesso valore di frequenza cumulata relativa, l'analisi si è conclusa con il calcolo dei principali parametri di stima degli errori campionari, sintetizzati dalla devianza residua,  $d_r = \sum (R_i - R_{is})^2$ , dove  $R_i$  sono le

	Tipo di funzione	Devianza residua	Errore standard	Coefficiente di determinazione
Campione originario	lineare	457,38	3,564	0,038
	potenza	473,98	3,628	0,032
Campione fittizio	lineare	36,98	1,013	0,922
	potenza	42,00	1,080	0,901

Tabella 3 - Parametri statistici dell'analisi di regressione.

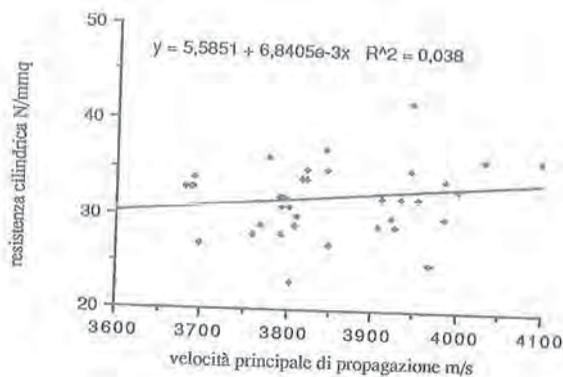


Fig. 7 – Curva di regressione lineare di R su V del tipo  $R=C_0+C_1V$  ottenuta dai dati originari

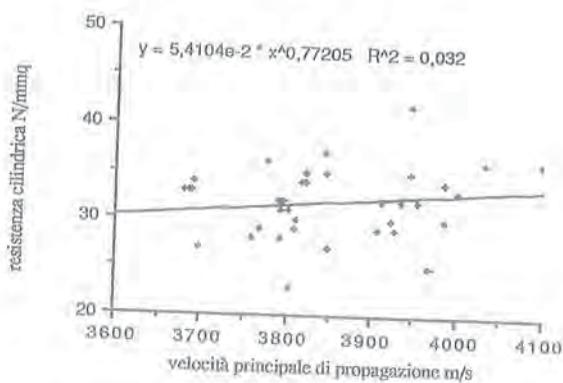


Fig.8 – Curva di regressione di R su V del tipo  $R=C_0V^{C1}$  ottenuta dai dati originari

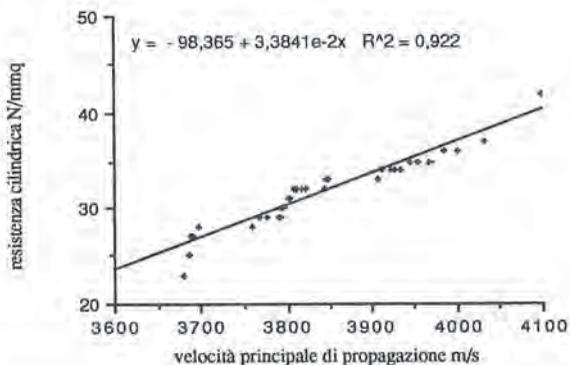


Fig.9 - Curva di regressione lineare di R su V del tipo  $R = C_0 + C_1 V$  ottenuta dai dati ordinati con stesso valore di frequenza cumulata relativa

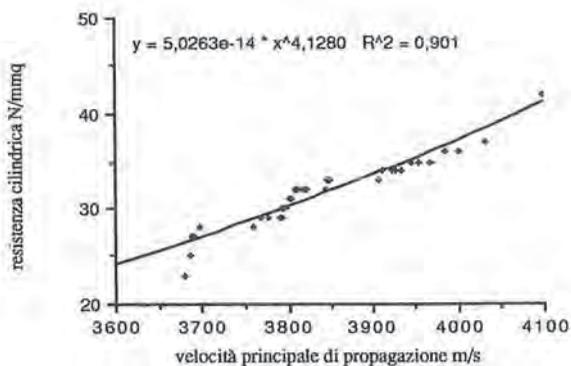


Fig.10 - Curva di regressione del tipo  $R = C_0 V^{C1}$  ottenuta dai dati ordinati con stesso valore di frequenza cumulata relativa

ordinate dei punti sperimentali ed  $R_{15}$  le ordinate dei corrispondenti punti stimati sulla curva di regressione, dell' errore standard della stima, definito come  $s = \sqrt{dr/n-2}$  e per ultimo del coefficiente di determinazione  $r^2$  espressione quadratica del coefficiente di correlazione  $r$ , tutte queste caratteristiche sono riportate in tabella 3.

## 5. CONCLUSIONI

Per una analisi completa e corretta andrebbero anche stimati gli intervalli fiduciali dei coefficienti  $C_0$  e  $C_1$ , ma il rigore formale dell' analisi sarebbe limitato, se prima non si operasse una scelta sul tipo di relazione empirica più idonea ad interpretare i dati disponibili con una indagine campionaria attuata tramite misure di velocità soniche e di resistenza cilindrica.

Al riguardo i metodi d' interpretazione disponibili [ 9 ] prevalentemente studiati ed impiegati nell' est europeo, prevedono, una volta adottato un tipo di curva di regressione per il calcestruzzo standard di riferimento solitamente non lineare e del tipo  $R=C_0 V^{C1}$  con  $C1=4$ , l'impiego di coefficienti globali d' influenza, da stabilirsi in base alla composizione del calcestruzzo, per passare dai valori di resistenza misurati sul calcestruzzo standard ai valori di resistenza stimati per generico calcestruzzo modificato.

Ritornando alle motivazioni che hanno dato origine al presente lavoro, circa l' effettivo impiego delle relazioni empiriche soprariportate, nel controllo di produzione di elementi strutturali, si deve segnalare come queste abbiano raggiunto l' affidabilità previsionale richiesta al metodo ultrasonico di controllo utilizzato e siano state ulteriormente confermate dagli omologhi risultati ottenuti con prove sclerometriche condotte parallelamente alla indagine ultrasonica, mentre non è possibile fare la precedente considerazione rispetto alle prove normalizzate su cubetto, eseguite in fase di produzione delle travi, per la constatazione di una sovrastima della resistenza dovuta all' errore tecnologico di confezionamento dei cubetti.

L' indagine ultrasonica si propone quindi come metodo di controllo non distruttivo applicabile agli elementi in calcestruzzo quando si sia tracciata la curva di taratura specifica per il calcestruzzo di riferimento. L' interesse del metodo non risiede soltanto nella possibilità di previsione della resistenza in cantiere, ma anche e soprattutto nella possibilità d' individuare le eterogeneità e le alterazioni che il calcestruzzo può subire nel tempo misurabili con il decremento della velocità di propagazione nel manufatto.

<sup>1</sup> (Nota 1) Le relazioni che legano la velocità di propagazione degli ultrasuoni alle costanti elastiche del mezzo, fanno sempre riferimento a moduli elastici  $E$  ed a coefficienti di Poisson  $\nu$  normalmente qualificati con il termine di dinamici, per specificare i metodi con cui normalmente si procede alla loro determinazione.

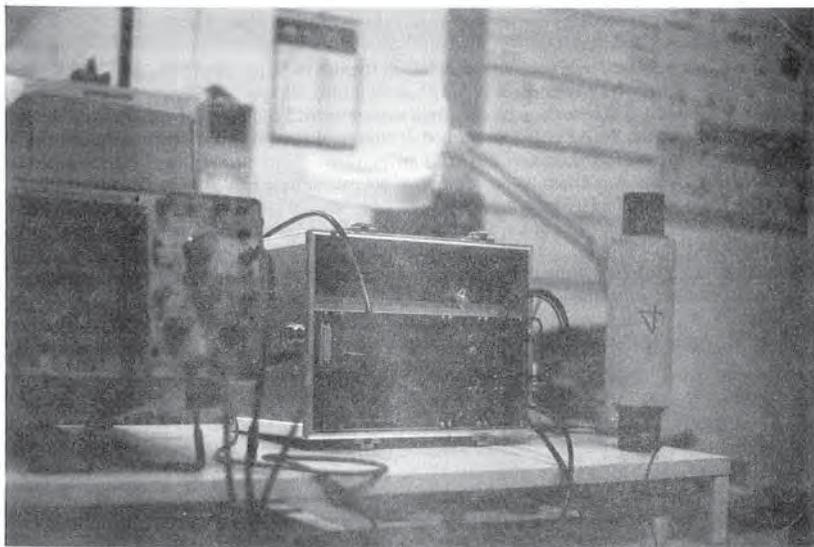


Foto 1. Attrezzatura di prova impiegata in cantiere.

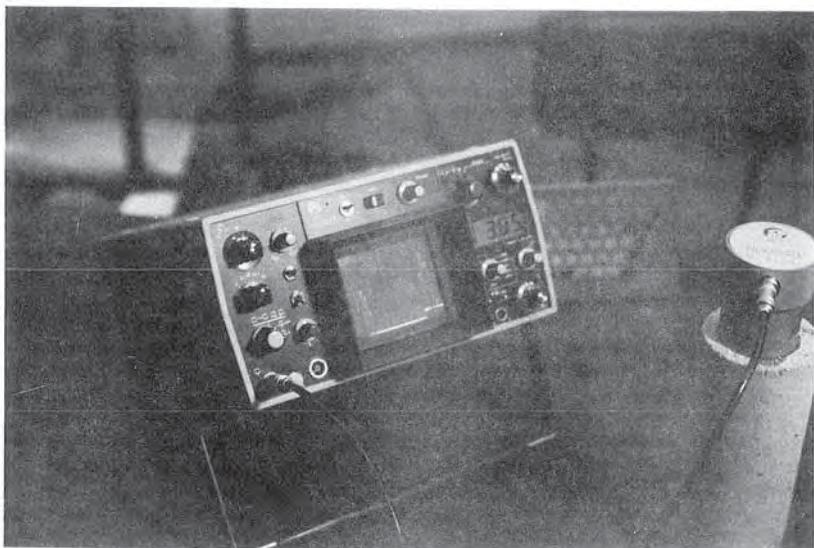


Foto 2. Attrezzatura di prova impiegata in laboratorio ( Tecnica per riflessione )

## BIBLIOGRAFIA

- [ 1 ] Landau L. - Lifshits E. : Teoria della elasticità; Editori Riuniti, 1979, pp. 126-151
- [ 2 ] Belluzzi O. : Scienza delle costruzioni IV vol.; Zanichelli (Bo), 1963, pp. 348-351
- [ 3 ] A.A.V.V: Evaluation of concrete properties from sonic tests; ACI Monograph No 2, 1967, pp. 27-34
- [ 4 ] Leslie J. - Cheesman W; An ultrasonic method of studying deterioration and cracking in concrete structures; ACI Journal, Proceeding V 46 No 1, 1949, pp 17-36
- [ 5 ] Pascale G. - Di Leo A. : Controllo non distruttivo del calcestruzzo nell' edilizia industrializzata; Atti del V° Congresso CTE Firenze, 1984
- [ 6 ] Tucker J. : Effect of dimension of a specimen upon the precision of strength data; Proceeding ASTM V, 45, 1945
- [ 7 ] Bertola D. : Controllo non distruttivo di provini confezionati in malta plastica, mediante l' impiego di ultrasuoni; Rapporto Icite n 326, 1972
- [ 8 ] Malhotra V. M. : Testing hardened concrete. Nondestructive Methods; ACI Monograph No 9, 1976
- [ 9 ] Balan S. - Arcan M. : Essai des Constructions; Editions Eyrolles Paris, 1972, pp. 218-270

I CARICHI SUI PONTI STRADALI NELL'IMPOSTAZIONE DEL NUOVO CODICE  
EUROPEO

Franco MARTINEZ  
Politecnico di Milano

Rodolfo NICOTERA - Luca SANPAOLESI  
Università di Pisa

Mario PETRANGELI  
Università di Roma "La Sapienza"



## I CARICHI SUI PONTI STRADALI NELL'IMPOSTAZIONE DEL NUOVO CODICE EUROPEO

Francesco MARTINEZ

Politecnico di Milano

Rodolfo NICOTERA

Università di Pisa

Mario PETRANGELI

Università La Sapienza Roma

Luca SANPAOLESI

Università di Pisa

## SOMMARIO

Si presentano i primi risultati degli studi in corso volti a definire le nuove norme europee per i carichi sui ponti stradali. Tali studi sono fondati su analisi scientifiche dei vari problemi, senza riferimento alle normative europee attualmente in vigore.

Vengono presentati sinteticamente i criteri seguiti per l'elaborazione del traffico rilevato, per la definizione dei modelli di carico e la loro calibrazione e, infine, per la valutazione del coefficiente dinamico.

## SUMMARY

The first results of the current studies regarding the definition of the new european code for the traffic loads of road bridges are presented.

Such studies are built on scientific analysis of the various problems, without reference to the actual national codes. The followed criteria for the elaboration of real traffic for the definition of load models and their calibration are briefly described.

## 1. PREMESSA

L'eurocodice n. 1, che tratta delle azioni sulle costruzioni, dedica alle azioni sui ponti stradali il Capitolo n. 12, alla cui elaborazione è impegnato un gruppo di lavoro costituito nel 1988.

Lo stato attuale dei lavori è piuttosto avanzato su tutti i vari aspetti essenziali, pur non disponendosi ancora di un testo normativo. Ciò è dipeso anche dall'intendimento di affrontare il problema da un punto di vista scientifico, non considerando - se non per un programmato confronto finale - i diversi regolamenti europei in vigore.

Allo stato sono quasi ultimati tutti i numerosi "Background Documents" che raccolgono gli studi di base già condotti e necessari per la definizione del codice.

Appunto da tali documenti si presenta qui di seguito sinteticamente lo stato dei lavori su alcuni aspetti che gli Autori della presente nota - membri dei Gruppi di lavoro del codice europeo in studio - ritengono di particolare interesse.

Anzitutto va ricordato che l'impostazione moderna per la definizione di regole di progetto e verifica nel campo dei ponti stradali prende l'avvio, secondo gli orientamenti maturati nell'ultimo decennio, da rilievi e registrazioni dirette del traffico reale.

Ciò premesso, gli obiettivi possono essere così sintetizzati:

- Selezione di un modello di carico da traffico valido per la progettazione dei ponti stradali, esclusi solo quelli con caratteristiche eccezionali. (I prefissati limiti di validità del modello sono di 300 m per la luce e di 40 m per la larghezza del piano stradale).
- Calibrazione del modello per renderlo idoneo a simulare gli effetti di servizio ultimi del traffico stradale.
- Determinazione di opportuni coefficienti di combinazione delle azioni da traffico con altre azioni che conducano, congiuntamente alle indicazioni contenute negli altri Eurocodici, a prefissati livelli di affidabilità strutturale.

Necessarie opzioni iniziali sono state naturalmente quelle della definizione dei valori frequenti e caratteristici delle azioni da traffico per le quali si è convenuto di assumere rispettivamente quelle con periodo di ritorno di 1 giorno e di 1000 anni.

## 2. IL TRAFFICO REALE, COME RIFERIMENTO PER LA DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CARICO

Come già precisato, per definire il modello di carico occorre prendere le mosse dal traffico reale, ed elaborarlo in modo appropriato.

### 2.1 Dati di traffico disponibili

Negli ultimi quindici anni in vari Paesi europei, si è provveduto ad effettuare registrazioni dei principali parametri dei carichi da traffico, con l'impiego di opportuni dispositivi di misura posti sulla sede stradale. Tali parametri sono il peso di ciascun asse dei veicoli transitanti, la distanza tra gli assi, il peso di ogni singolo veicolo e la distanza tra i veicoli.

La Tab. I fornisce una visione d'insieme di alcuni campioni di traffico, raccolti prevalentemente sulla corsia principale di carreggiate autostradali.

Un esame sommario consente subito di individuare quei campioni che, contenendo una più alta percentuale di veicoli pesanti, possono più efficacemente essere assunti per la determinazione di effetti estremi del traffico sui ponti stradali.

Uno fra questi è il traffico registrato ad Auxerre che, come si riferirà in seguito è stato indicato come uno dei più idonei per la calibrazione dei modelli "candidati" fin qui proposti.

Infine è da rilevare che tutti i dati sono stati raccolti in situazioni di traffico fluente. Le situazioni di carico costituite dalla presenza contemporanea sul ponte di più veicoli accostati, devono perciò essere simulate sulla base di un qualche criterio prescelto.

TABELLA 1:  
CAMPIONI DI TRAFFICO REGISTRATI

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Sigla del laboratorio	B	Località	Cate- goria		Anno	Durata (ore)		Flusso di auto (v/24 ore)	Flusso di veic- oli pesanti (v/24 ore)	T di distanza ≤ 100 m
B1	B	ANTWERPEN	SP	1 1	86	6,5	d	-	(2260)	-
DK1	DK	AKSELVED	AR	1 1	85	720		<4500	>1000	-
D1	D	LIMBURGER	AR	3 1	78	21	w	-	(8600 *)	52
D2	D	NEUWIED	MU	3 *	79	24	w	-	1650 *	-
D3	D	BROHITAL	AR	2 1	84	72	w	11126	4793	26,7
E1	E	GUIRIZ	M	1 1	87	48	w	-	803	10,6
E2	E	VILLARDEFR	M	1 1	87	48	w	-	873	8,6
E3	E	LA GRAJA	M	1 1	87	48	w	-	597	8
F1	F	CHAMONIX	MR	1/2 1	82	241	c	-	1200 *	-
F2	F	CHAMONIX	MR	1/2 1	83	526	c	-	741	12,1
F3	F	CHAMONIX	MR	1/2 1	87	199	c	3713	1204	18,9
F4	F	GARONOR	AR	3 1	82	94	c	-	2570	32,6
F5	F	GARONOR	AR	3 1	84	801	c	-	3686	32,3
F6	F	PERIPHERIQ	AULR	4 1	84	144	c	-	8076	50,8
F7	F	AUXERRE	AR	2 1	86	170	c	8158	2630	18,0
F8	F	AUXERRE	AR	2 2	86	231	c	1664	153	8,5
F9	F	ANGERS	M	1/2 1	87	331	c	7603	1272	17,8
F10	F	EPONE	S	1 1	83	548	c	7118	327	7,9
F11	F	LYON	U	1 1	87	336	c	13754	1232	26,0
GB1	GB	FORTH	A	2 1	78	35,5	d	5097	1350	-
GB2	GB	DOXEY	AR	1 1+2	85	24	d	(34500)	(14500 *)	-
I1	I	RIO VERDE	P	2 1	79	25	d	-	1182 *	-
I2	I	CALAMBRENE	P	1 1	82	69	d	-	1109 *	68
I3	I	FIANO ROMA	A	* 1	87	31	d	(8500)	(4000)	26,1
I4	I	PIACENZA	A	* 1	87	7	d	(8500)	(5000)	30,9
I5	I	SASSO MARC	A	* 1	87	15	d	(7500)	(3500)	24,3
NL1	NL	HAAGSCHE S	A	2 1	78	82		-	1352 *	10
NL2	NL	RHEDEN	A	2 1	78	82		-	3240 *	33
NL3	NL	LEIDERSDOR	A	2 1	80	24		-	6823 *	28

NOTE

- colonna:  
 2: trazione  
 4: A = autostrada  
 M = strada principale  
 S = strada secondaria  
 U = strada urbana  
 L = traffico locale  
 R = traffico di lunga percorrenza  
 P = particolare  
 5: numero di corsie in ciascun senso  
 numero di corsie sulle quali sono state effettuate le misure da destra a sinistra  
 8: c = continua  
 w = soltanto giorni lavorativi  
 d = solo di giorno (notte escluse)  
 - i numeri tra parentesi sono stimati  
 \* = contiene piccoli furgoni con un asse >10 kN ma a CW < 35 kN.

## 2.2 Elaborazione dei dati di traffico

La validità di un modello per i carichi da traffico sui ponti stradali è misurata dalla sua idoneità ad approssimare sufficientemente gli effetti estremi e frequenti prodotti dal traffico reale sui ponti reali, di tutte le tipologie.

Per misurare tale idoneità occorre perciò:

- Selezionare un certo numero di superfici d'influenza di ponti tipo sulle quali effettuare il confronto. (Essenzialmente superfici d'influenza di caratteristiche della sollecitazione).
- Determinare con esse gli effetti estremi e frequenti prodotti dal traffico reale (attraverso un campione individuato come più severo fra quelli disponibili), e confrontarli, sulla base di un qualche prefissato criterio, con quelli prodotti dal modello.

La determinazione degli effetti del traffico reale si pone perciò come premessa fondamentale per la creazione e la calibrazione di un modello.

Gli effetti estremi del traffico reale sono però da valutarsi in maniera affatto differente a seconda che essi siano dovuti all'azione di un solo veicolo (o parte di esso), come si verifica per superfici d'influenza di piccola estensione, o se invece essi siano ottenibili con la presenza contemporanea di più veicoli.

Nel primo caso occorre una elaborazione statistica che, a partire dai dati di traffico riferentisi necessariamente a periodi brevi di registrazione, per mezzo di un assunto criterio di estrapolazione, porti a determinare per il singolo asse, gli assi tandem, i tridem e l'intero veicolo, i valori del peso massimo con il prefissato periodo di ritorno (1000 anni).

Nel secondo caso occorre invece creare artificialmente, con adeguati criteri, un traffico compattato, adottare ipotesi sulla frequenza di occorrenza di tali turbative di traffico nell'arco di vita della struttura, e quindi calcolare l'effetto cercato, che assume così la valenza statistica richiesta.

### 2.2.1 Traffico fluente

I metodi di estrapolazione fin qui adottati per la predisposizione dei valori estremi dei carichi (valori caratteristici) sono:

- 1 Metodo della distribuzione semi-normale [1] [2]
- 2 Metodo della distribuzione multimodale di Gumbel [3]
- 3 Metodo delle distribuzioni asintotiche estreme [4]

Senza entrare nel merito di ciascuno di essi, si riportano per confronto nella Tab. 2 i risultati essenziali ottenuti con i tre metodi.

### 2.2.2 Traffico congestionato

La determinazione degli effetti estremi provocati dal traffico reale, quando questi sono dovuti all'azione simultanea di più veicoli, mancando dati statistici relativi a situazioni d'ingorgo, deve essere preceduta da una preventiva simulazione di tali condizioni.

Sono stati perciò proposti alcuni metodi, che differiscono essenzialmente per il criterio con il quale viene previsto e composto il blocco stradale. Per brevità si illustra qui solo il criterio adottato secondo il Metodo Monte-Carlo.

R	Tipo	Metodo 1	Metodi 2a/2b		Metodo 3
20 setti- mane	asse singolo	224 <sup>*</sup>	226	234	252
	doppio	356 <sup>*</sup>	353	348	332
	triplo	469 <sup>*</sup>	436	439	442
	veicolo	737 <sup>*</sup>	711	736	690
			728	750	
20 anni	asse singolo	236 <sup>**</sup>	249	249	273
	doppio	380 <sup>**</sup>	394	376	355
	triplo	504 <sup>**</sup>	459	474	479
	veicolo	782 <sup>**</sup>	775	758	736
			819	800	
2000 anni	asse singolo	245 <sup>***</sup>	278	264	295
	doppio	397 <sup>***</sup>	442	403	379
	triplo	527 <sup>***</sup>	487	508	517
	veicolo	811 <sup>***</sup>	850	787	782
			925	900	

R = periodo di ri- \* R=50 settimane \*\* R=50 anni \*\*\* R=1000 anni  
 turno

TABELLA 2: confronto tra i metodi di  
 estrapolazione

## Linea di influenza costante

Length [m]	m [kN/m]	var = $(\sigma/m)$	$x_{\min}$	$\mu$ [ $\sigma/m$ ] $\alpha$	99.9000 %
			$x_{\max}$ [ $\sigma/m$ ]		99.9999 %
20	41.14	0.03999	38.66	40.40	49.26
			46.01		0.7796
100	34.98	0.02752	33.50	34.55	39.73
			38.52		1.3323
100	31.60	0.02040	30.18	31.31	34.78
			33.88		1.9896
200	29.29	0.02465	27.97	28.97	32.85
			30.81		1.7764

TABELLA 3: Campione di traffico registrato sulla corsia 1 ad Auxerre  
(non considerando le auto)

Length [m]	m [kN/m]	var = $(\sigma/m)$	$x_{\min}$	$\mu$ $\alpha$	99.9000 %
			$x_{\max}$		99.9999 %
20	38.35	0.05300	35.16	37.44	48.39
			43.76		0.6310
100	30.71	0.04783	27.82	30.05	37.96
			34.77		0.8732
100	25.47	0.06154	22.76	24.76	33.21
			30.28		0.8183
200	20.99	0.03660	19.74	20.64	24.78
			22.55		1.6995

TABELLA 4: Campione di traffico registrato sulla corsia ad Auxerre  
(includendo le auto)

### Simulazione mediante il Metodo Monte-Carlo [5] [6]

In sintesi i punti essenziali seguiti sono i seguenti:

- a) Il blocco viene conformato per mezzo di un generatore random che dispone i veicoli sulla superficie d'influenza, traendoli da un "garage" costituito da uno dei campioni di traffico registrati. (Il campione fin qui utilizzato è quello di Auxerre, stimato come il più severo a causa dell'alta percentuale di veicoli pesanti registrata (25%).
- b) La distanza tra i veicoli viene fissata arbitrariamente. (Si è convenuto di assumere pari a 5 m la distanza tra l'ultimo asse di un veicolo ed il primo asse del veicolo seguente).
- c) Le file dei veicoli sono pari al numero di corsie di cui una (corsia lenta) viene saturata con soli veicoli pesanti, come spesso si verifica in realtà.
- d) Per ognuna delle superfici d'influenza selezionate vengono effettuate 50 sequenze di 1000 simulazioni ciascuna, determinando per ogni sequenza il massimo valore dell'effetto. (Il numero delle sequenze è pari al numero di anni che è stato assunto costituire la vita della struttura. Le 1000 simulazioni per anno derivano dall'aver ipotizzato la possibilità di 4 situazioni di traffico bloccato per ogni giorno lavorativo, con 250 giorni lavorativi per anno).

Scopo di tale procedimento è quello di "procurarsi" i parametri della distribuzione dei valori estremi (distribuzione di Gumbel), che in questo caso è assunta per descrivere statisticamente gli effetti dei carichi da traffico.

In tal modo è possibile passare dal valore massimo dell'effetto in un anno, a quello con qualunque periodo di ritorno (nel caso specifico 1000 anni).

A titolo d'esempio nelle due tabelle 3 e 4 sono riportati i risultati dell'analisi effettuata su una linea d'influenza rettangolare e per una sola corsia caricata.

I parametri  $\alpha$  e  $u$  sono relativi alla funzione di distribuzione cumulativa di Gumbel

$$F_y(y) = \exp(-\exp(-\alpha(y-u)))$$

Il frattile 99,9% corrisponde al periodo di ritorno di 1000 anni. Il frattile 99,9999% corrisponde a 1.000.000 di anni.

### 3. MODELLI "CANDIDATI"

L'analisi degli effetti del traffico reale, condotta nel modo descritto e sul preconstituito campione di superfici d'influenza tipiche, consente sia la calibrazione dei modelli proposti (modelli candidati) che la selezione tra questi di quello che meglio si adatta a simulare condizioni di carico frequenti ed estreme su qualsivoglia tipo di ponte, di ogni luce e larghezza sia con riguardo agli effetti locali che globali.

Caratteristica qualitativa comune dei modelli proposti è l'associazione di uno schema di carichi concentrati e di un carico distribuito.

I carichi concentrati che possono o meno riferirsi ad una particolare "silhouette" di veicolo sono finalizzati alla simulazione di effetti locali dovuti agli assali dei veicoli più pesanti, mentre il carico distribuito traduce gli effetti globali dovuti alla presenza di veicoli compattati, ove la maggior luce rende ininfluente la precisa collocazione degli assali.

A titolo di esempio si riporta di seguito uno dei tre modelli proposti, in corso di calibrazione con le indicazioni preliminari dei valori dei carichi. [7]

## A) Tipo di carico

## A.1 Carico uniformemente distribuito (UDL)

Sull'intera carreggiata si applica un carico uniformemente distribuito divisibile in due parti con le intensità:

- applicabile sull'intera carreggiata
- applicabile su una corsia, di larghezza 3,50 m, situata in maniera arbitraria sulla carreggiata.

## A.2 Carico concentrato

Si adottano tre tipi di carico concentrato (vedi figura)

Cl.a), comprendente quattro assi distanti 1,20 m, 6,00 m, 1,20 m, con un carico  $Q_a$  per ciascun asse.

Cl.b), comprendente due assi distanti 1,20 m, con un carico  $Q_b$  per ciascun asse

Cl.c), comprendente un asse con carico  $Q_c$ .

Ciascun asse è composto da due ruote distanti 2,00 m e con una superficie di contatto di 300 mm x 300 mm.

Il veicolo corrispondente agli assi suddetti ha una larghezza di 2,50 m e può essere disposto in qualunque modo sulla carreggiata.

## B) Carico caratteristico

Carichi caratteristici sono definiti quelli con un periodo di ritorno di 1000 anni.

I carichi seguenti possono agire contemporaneamente:

- su tutta la carreggiata:  $q_{0k} = 3 \text{ KN/m}^2$
- su una sola corsia:  $q_{1k} = 3 \text{ KN/m}^2$
- su una corsia Cl.b, con  $Q_{b,k} = 300 \text{ KN}$
- su una seconda corsia Cl.b, con  $Q_{b,k} = 300 \text{ KN}$

Il carico concentrato interessa solo due corsie.

Se produce un effetto maggiore è da prendersi in considerazione uno dei due seguenti carichi:

- Cl.a, con  $Q_{qk} = 300 \text{ KN}$
- oppure Cl.c, con  $Q_{ck} = 400 \text{ KN}$

I carichi Cl.a e Cl.c, sono da considerarsi solo per la valutazione degli effetti locali.

Il valore più elevato dell'effetto prodotto dai carichi suddetti viene assunto come effetto caratteristico che entra nelle combinazioni con gli altri effetti.

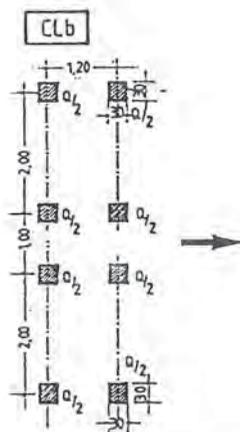
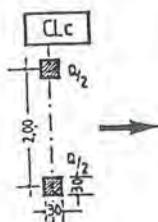
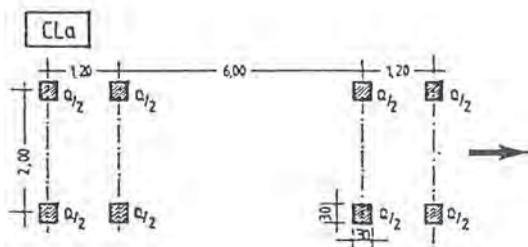
## C) Carico frequente

È definito carico frequente quello con periodo di ritorno di 1 giorno.

Il carico è una frazione di quello caratteristico.

$$\text{UDL: } q_f = 1/3 \text{ } q_k$$

$$\text{Cl. : } Q_f = 0,6 \text{ } Q_k$$



carico	caratteristico	frequente
$q_o$ (kN/mm <sup>2</sup> )	3	1
$q_1$ (kN/mm <sup>2</sup> )	3	1
$Q_a$ (kN)	300	180
$Q_b$ (kN)	300	180
$Q_c$ (kN)	400	240

#### 4. COEFFICIENTE DINAMICO

Come già avviene nella maggior parte dei regolamenti attuali, nel codice europeo si terrà conto degli effetti dinamici dei veicoli moltiplicando le corrispondenti grandezze dovute all'applicazione statica del carico per il "coefficiente dinamico".

Questo coefficiente viene fatto dipendere, nei vari codici esistenti, da diversi fattori quali la frequenza fondamentale della struttura (Svizzera), la luce della campata (Germania), la velocità dei veicoli, il rapporto delle masse permanenti ed accidentali ecc.; le differenze che si riscontrano sono notevoli a conferma della complessità del fenomeno reale.

Per poter definire un coefficiente dinamico di progetto, cioè da applicare ai carichi convenzionali della nuova normativa, si è indagato preliminarmente sugli effetti dinamici dei carichi reali agenti sulle strutture esistenti, cioè sul coefficiente dinamico fisico.

Sarebbe stato auspicabile basare l'indagine prevalentemente su prove sperimentali; la scarsa disponibilità di dati di questo tipo in letteratura e la complessità di tali prove hanno orientato verso una indagine esclusivamente numerica.

#### 4.1 Parametri influenti

Per definire un modello di calcolo appropriato si sono preliminarmente individuati i parametri che influenzano maggiormente il fenomeno e che sono: (i) le caratteristiche proprie del ponte o dell'elemento in esame (schema statico, massa, smorzamento proprio, ecc.); (ii) le caratteristiche dinamiche dei veicoli; (iii) la rugosità della pavimentazione.

Relativamente al punto i l'esame di molti ponti esistenti ha mostrato come la frequenza fondamentale sia un utile parametro rappresentativo di ponti simili tra loro. Tale parametro risulta strettamente correlato alla luce delle campate come mostra la fig. 1 che si riferisce a 35 ponti reali a trave continua.

Relativamente ai carichi si sono individuati 8 veicoli pesanti che rappresentano la maggioranza dei camions circolanti in Europa, definendone per ciascuno i pesi e le caratteristiche dinamiche. (Figg. 2 e 3).

Per la rugosità della pavimentazione si è fatto riferimento alle norme ISO-TC108 che forniscono per essa la densità di potenza spettrale sotto forma di funzione esponenziale i cui parametri caratteristici dipendono dalla qualità della pavimentazione stessa; sono previste cinque classi: molto buona, buona, media, scadente e molto scadente, ma nei calcoli si sono considerate, in genere, solo la seconda e terza di queste classi.

Nel calcolo degli effetti locali, inoltre, si è considerata anche l'eventuale presenza di un ostacolo concentrato (fig. 4) a simulare una possibile discontinuità in prossimità dei giunti.

Sulla scorta di quanto detto sono stati messi a punto programmi di calcolo automatico che tengono conto dell'interazione veicolo struttura. Quest'ultima è stata sempre modellata con E.F. di trave. Si sono studiati tre tipi di strutture:

a) travi principali, tenendo conto della lunghezza del ponte con appropriati coefficienti di ripartizione (statica) trasversale.

In questo caso è stato anche possibile effettuare un confronto tra i risultati ottenuti sperimentalmente in Svizzera per un ponte a cassone a trave continua (1) e quelli ricavati numericamente. Il confronto, come mostra la fig. 5 può ritenersi soddisfacente.

b) piastre ortotrope in acciaio, trattando le nervature come travi continue su molle (i traversi).

c) solette a sbalzo in c.a.; anche in questo caso si è modellata la struttura come trave continua su di un letto di molle flessionali e trasversali; le rigidità di queste sono state scelte in modo da avere la stessa deformata della piastra reale caricata staticamente (fig.6).

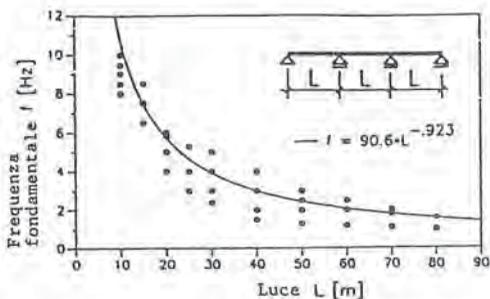


Figura 1: Caratteristiche dinamiche dei ponti considerati

Autocarro		Autocarro con rimorchio		Articolato	
LKW2		LZ2U2		SAT2U2	
LKW3		LZ2U3		SAT2U3	
LKW4				SAT3U2	

Figura 2: Tipi di veicoli impiegati nella simulazione

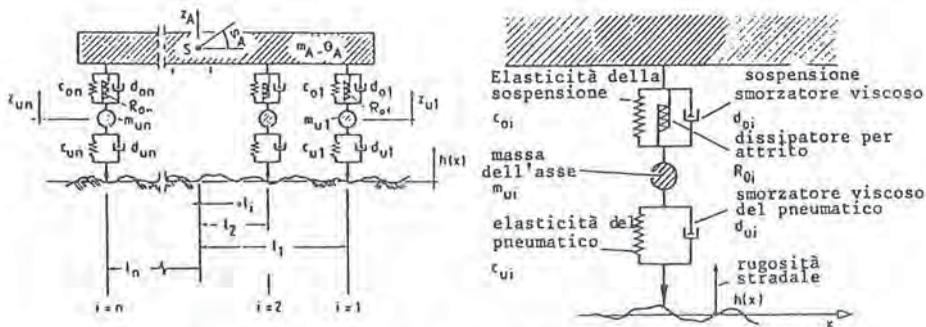


Figura 3: Rappresentazione del modello dinamico del veicolo

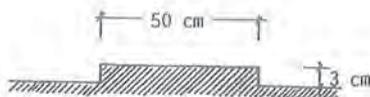


Figura 4: Forma della irregolarità concentrata

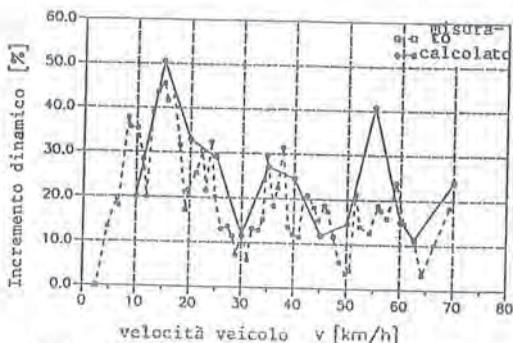


Figura 5: Confronto tra gli incrementi dinamici misurati e calcolati per l'abbassamento della sezione di mezzeria della 3<sup>a</sup> campata.

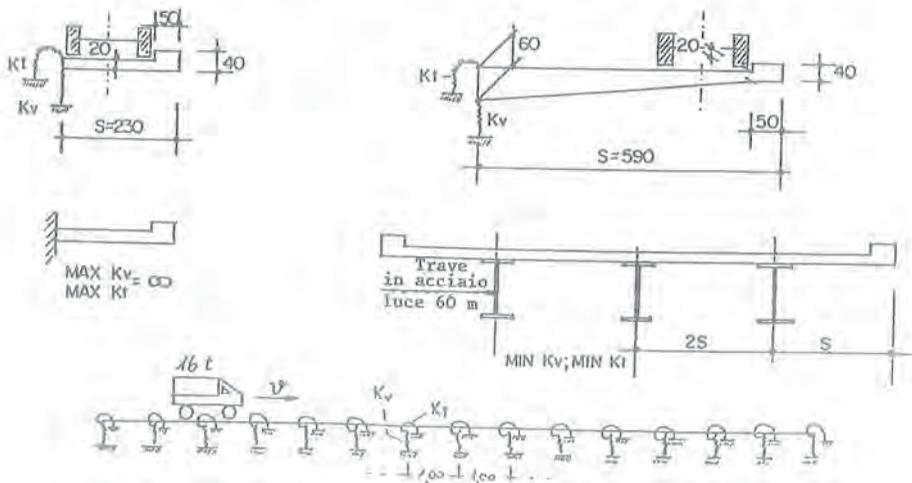


Figura 6: Modello di calcolo per le solette d'impalcato in c.a.

## 4.2 Valori rilevati

Gli incrementi dinamici relativi agli effetti locali sono risultati fortemente influenzati dal tipo di pavimentazione e dalla presenza di eventuali irregolarità concentrate.

La fig.7 mostra l'incremento del momento di continuità in una nervatura di piastra ortotropa in acciaio; la fig.8 quello degli abbassamenti in una soletta in c.a. a sbalzo di m 2,30. Come si vede per questo secondo caso, la presenza dell'irregolarità concentrata porta a valori del coefficiente dinamico prossimi a 2,5.

Per le strutture principali bisogna distinguere il caso del carico isolato da quello di più carichi. Per il primo si può arrivare a maggiorazioni dei momenti dell'ordine dell'80% per pavimentazione "buona" (fig.9) o del 150% per rugosità "media".

Nel caso di più veicoli, grazie allo sfasamento dell'eccitazione dovuta ai diversi veicoli, gli incrementi dinamici sono minori ed appaiono meno influenzati dalla frequenza fondamentale (ovvero dalla luce) del ponte. (fig.10).

## 4.3 Prime indicazioni normative

A livello normativo, dopo avere scelto i modelli di carico, dovranno definirsi tre distinti coefficienti dinamici: (i) per le verifiche allo stato limite ultimo; (ii) per le verifiche allo stato limite di servizio e (iii) quello per le verifiche a fatica.

Relativamente al primo, sulla scorta dei risultati ottenuti, è stata abbozzata la proposta della fig.11 con l'aggiunta che, qualora si temano irregolarità concentrate, per il calcolo degli effetti locali andrà assunto un coefficiente più elevato.

Per quello che riguarda la fatica, il coefficiente dinamico può definirsi come il rapporto tra il danneggiamento dovuto al traffico, incluso l'effetto dinamico, e quello calcolato per gli stessi carichi applicati staticamente ma sempre nella stessa sequenza.

Si tratta cioè di un "coefficiente di danneggiamento dinamico" che evidentemente, per come è stato definito, dipende dalla curva S-N del materiale.

Allo stato attuale quasi nulla è stato fatto su questo punto per i ponti in calcestruzzo mentre le indagini svolte per i ponti in acciaio hanno mostrato come il coefficiente in questione dipenda molto dalla qualità della pavimentazione. (fig.12).

Relativamente al coefficiente dinamico da adottare per le verifiche agli S.L.S., infine, è necessario definire preliminarmente i valori limite accettabili per la fessurazione e la deformabilità dei ponti, non ancora quantificati.

## 5. CONCLUSIONI

Le brevi sintesi presentate su alcuni degli aspetti rilevanti necessari alla definizione del codice europeo per i carichi sui ponti stradali, illustrano l'impostazione generale data agli studi in corso. Studi che, come già detto, non sono in alcun modo riferiti ai regolamenti nazionali vigenti nei vari Paesi, ma che invece prendono l'avvio da dati sperimentali e numerici, e da loro elaborazioni.

E' chiaro che con un tale approccio la materia diviene molto vasta e si apre ad un notevole numero di parametri che influiscono sui vari fenomeni.

Allo stato si sta concludendo la definizione degli studi di base, riportati appunto nei Background Documents, ed è in corso la calibrazione dei "modelli candidati".

Al termine si passerà alla stesura della normativa vera e propria, con tempi che si stimano, per il 1° draft, intorno alla fine del 1992.

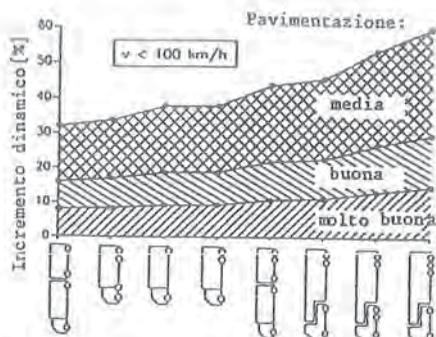


Figura 7: Incrementi dinamici per il momento flettente per le sezioni d'appoggio delle nervature di una piastra ortotropa.

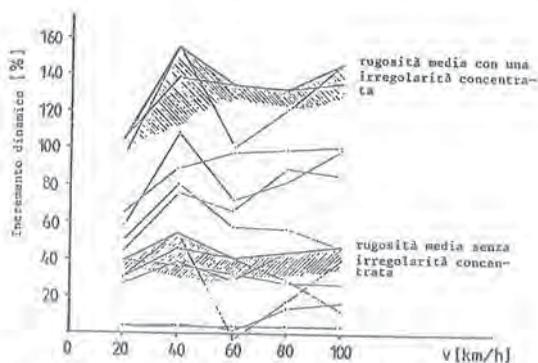


Figura 8: Incremento dinamico per  $s = 2,30$  m (fig. 6)

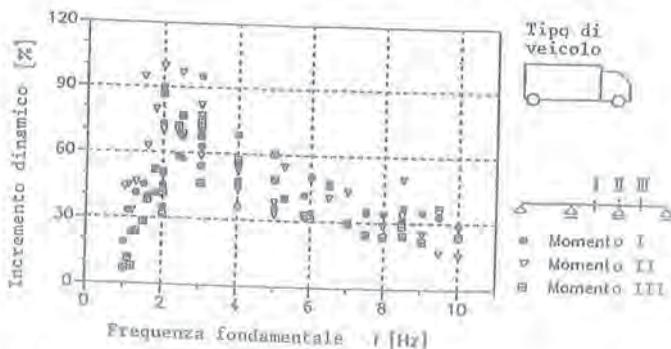


Figura 9: Incrementi dinamici in funzione del tipo di veicolo e della frequenza fondamentale del ponte.

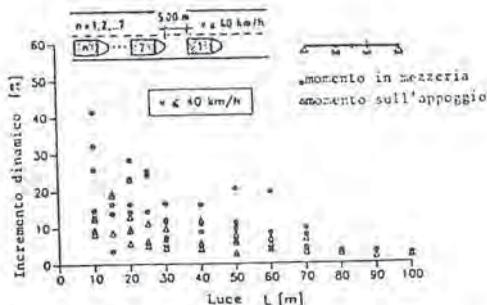


Figura 10: Incrementi dinamici per un convoglio di automezzi pesanti

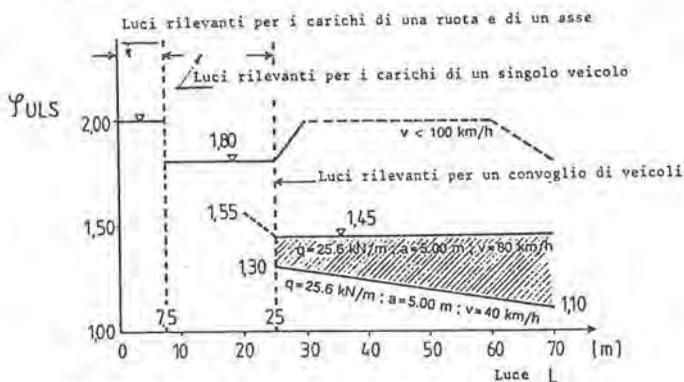


Figura 11: Stime di massima per gli incrementi dinamici

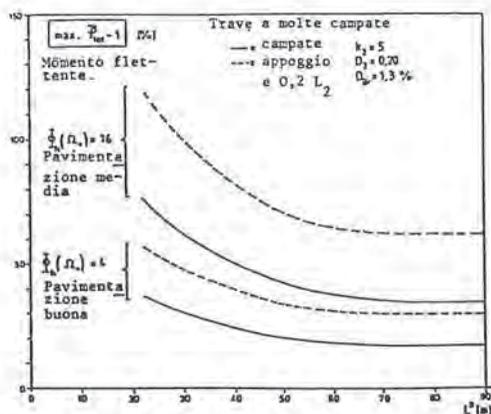


Figura 12: Coefficiente di danneggiamento dinamico per nervature a molte campate di una piastra ortotropa in funzione della luce e della rugosità superficiale.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] BAUS R., BRULS A.: Etude du comportement des ponts en acier sous l'action du trafic routier. Détermination des actions pour le calcul statique et le calcul à la fatigue. Rapport MT145, CRIF, octobre 1981.
- [2] BRULS A.: Détermination des actions pour le calcul des ponts-routes. IABSE Colloquim on fatigue of Steel and Concrete Structures, Lausanne, 1982.
- [3] FLINT & NEILL Partnership: Vehicular Bridge Loading. Report on Preliminary Study of Vehicle Weight. Records taken at Auxerre (France, highway A6, 1986), n. 72-0004 Issue A, 21st September 1989.
- [4] JACOB B., MAILLARD J.B., GORSE J.F.: Probabilistic Traffic Load Model and Extreme Loads on a Bridge. ICSSAR 89 proceedings, San Francisco, 1989.
- [5] SEDLACEK G., Merzenich G., BURGOS SPANGEN D., HOEG R.: Calibration of a new european load model by the  $\beta$ -procedure, chap 4, Report of RWTH, Aachen, May 1989.
- [6] BEZ R.: Modélisation des charges dues au trafic routier. Thèse n.793, EPFL Lausanne 1989.
- [7] Bruls A.: Example for an unified European load model. August 1987. Eurocode on actions - Part 12 - Traffic loads on road Bridges. Background report, 1987.
- [8] CANTIENI R.: Dynamische Belastungsversuche an der Bergspurbrücke Deibuel. EMPA Abteilung 116, Dezember 1980.

COMPORTAMENTO FLESSIONALE DI ELEMENTI IN C.A. SOGGETTI A  
PROCESSI CORROSIVI

Giovanni MENDITTO - Roberto CAPOZUCCA  
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Ancona

M. Nilde CERRI  
Ancona



## COMPORAMENTO FLESSIONALE DI ELEMENTI IN C.A. SOGGETTI A PROCESSI CORROSIVI

**Giovanni MENDITTO**

Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni  
Università di Ancona

**Roberto CAPOZUCCA**

Ricercatore  
Università di Ancona

**M. Nilde CERRI**

Ingegnere Civile  
Ancona

### SOMMARIO

La necessità di definire la durabilità delle opere in c.a. secondo un approccio strutturale oltre che tecnologico, sta impegnando molti ricercatori nello studio dei processi di corrosione delle armature metalliche e sui riflessi che essi hanno sul comportamento dell'organismo portante.

In questa memoria gli autori affrontano la problematica della durabilità delle strutture in c.a. attraverso l'esame comparato del comportamento strutturale di elementi sottoposti ad aggressione da cloruri ed elementi mantenuti in ambiente non aggressivo.

La campagna sperimentale è stata condotta con prove a flessione spinte fino a rottura e definizione dei diagrammi carico spostamento e momento curvatura.

### SUMMARY

The necessity of determining the durability of reinforced concrete structures as a structural, rather than a technological, aspect has led many researchers to study the corrosion processes of reinforcement bars and the effect these can produce on the overall behaviour of the structure.

This paper examines the problems related to the durability of reinforced concrete structures by comparing the structural behaviour of beams subjected to corrosion and of beams in a non aggressive environment.

### 1. INTRODUZIONE

In questi ultimi anni è emerso, con particolare gravità ed evidenza, il problema della conservazione delle opere in c.a. e della durabilità del calcestruzzo. Tra i fenomeni che compromettono la durabilità delle opere in c.a., il più diffuso è sicuramente quello della corrosione dei ferri d'armatura dovuto alla penetrazione nel calcestruzzo di sali solubili, in particolare cloruri.

Nel recente passato, progettisti e costruttori hanno posto prevalentemente, se non esclusivamente, attenzione al problema della sicurezza delle costruzioni con riguardo alla capacità di resistenza dei materiali più che alla conservazione nel tempo delle caratteristiche di qualità delle opere. Appare pertanto

giustificata, anche alla luce della vasta letteratura tecnica sul degrado delle opere in c.a., la richiesta del controllo della durabilità delle strutture anche in termini normativi.

La durabilità delle opere in c.a. è strettamente legata alla scrupolosa osservanza di una ben nota serie di richieste tecnologiche quali:

- il giusto dosaggio dei materiali costituenti la miscela di calcestruzzo;
- il basso rapporto acqua/cemento;
- la vibrazione dei getti;
- la stagionatura del conglomerato;
- l'adeguato copriferro;
- la cura del dettaglio esecutivo; ecc.

Nelle applicazioni è spesso necessario analizzare il comportamento di strutture con armature corrose per difetto di confezionamento e/o perchè esposte in un ambiente che per essere particolarmente aggressivo può aver in parte vanificato ogni effetto protettivo conferito dall'osservanza dei dettami tecnologici suelencati.

La necessità di cogliere gli aspetti più strettamente strutturali e non solo tecnologici della vasta problematica sulla durabilità, ha impegnato gli autori in una ricerca sperimentale volta ad esaminare le risposte strutturali di provini in c.a. sottoposti ad aggressione da cloruri confrontandole con quelle ottenute da analoghi provini mantenuti in ambiente non aggressivo, attraverso una campagna di prove a rottura per flessione che si pone in aggiunta ad uno studio sperimentale sui metodi di monitoraggio [1],[2],[3],[4]. Le prove a rottura per flessione sono state condotte su coppie di provini gemelli; i risultati presentati nel seguito, possono essere ritenuti validi riferimenti per la messa a punto di un'ulteriore campagna sperimentale mirata essenzialmente alla definizione di coefficienti sperimentali atti a precisare il comportamento strutturale di elementi soggetti a corrosione delle barre d'armatura. In particolare, dalle prove eseguite, si rileva che la corrosione delle barre d'armatura in elementi semplicemente inflessi in c.a. non interviene nella resistenza dell'elemento, almeno fino a quando il grado di corrosione non si presenta molto elevato, ma ha riflessi soprattutto sulla duttilità.

Nell'analisi di duttilità di sezioni in c.a. si è soliti fare riferimento al coefficiente di duttilità definito come:

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad \dots \dots \dots (1)$$

in cui :

- $\phi_u$  = curvatura ultima della sezione;
- $\phi_y$  = curvatura allo snervamento dell'armatura tesa.

Nel caso di sezioni sottoposte ad un certo grado di corrosione la (1) può essere espressa nel modo seguente:

$$\mu' = \alpha \phi_u / \phi_y \quad \dots \dots \dots (2)$$

indicando con  $\alpha$  un coefficiente minore dell'unità che, in funzione del grado di corrosione, rappresenta il fattore riduttore delle risorse deformative della sezione in campo plastico.

## 2. LA PROBLEMATICHE DELLA CORROSIONE NEL C.A.

I fenomeni di corrosione nel conglomerato cementizio armato, com'è noto, hanno luogo con un meccanismo elettrochimico che si produce solo in presenza di umidità ed ossigeno. Durante l'idratazione del cemento si forma alla superficie delle armature un ambiente alcalino ( $pH = 12,5-13,5$ ) che le porta in condizione di passività, cioè consente la formazione di un sottile film di ossido di ferro, molto aderente e compatto e perciò perfettamente protettivo. La permanenza di queste condizioni è legata al mantenimento alla superficie dell'acciaio di condizioni di elevata alcalinità e di assenza di agenti depassivanti quali i cloruri.

Il calcestruzzo può perdere nel tempo la sua alcalinità, di conseguenza l'ambiente protettivo può trasformarsi in ambiente capace di innescare sulle armature fenomeni di corrosione, in particolare una uniforme corrosione nelle zone in cui il calcestruzzo è sottoposto a carbonatazione ed una corrosione localizzata delle armature in presenza di cloruri (Fig. 1).

Le zone dove il film di ossido risulta distrutto funzionano da anodo (zone attive) rispetto a quelle circostanti che funzionano da catodo. A causa della ridotta estensione della area anodica rispetto a quelle

catodiche deriva, oltre la particolare localizzazione dell'attacco, l'elevata velocità di penetrazione dell'attacco che può risultare anche di parecchie centinaia di  $\mu\text{m}/\text{anno}$ .

L'attacco alle armature si localizza soprattutto nelle zone dove le condizioni di passività risultano indebolite e quindi:

- in zone di elevata porosità;
- in prossimità di fessure nel calcestruzzo (Fig.2);
- dove lo spessore del copriferro risulta ridotto ed è massima l'azione depassivante dell'ambiente esterno;
- in zone ad elevata concentrazione di soluzioni aggressive, in particolare cloruri;
- dove per disomogeneità vengono a mutare le condizioni elettrochimiche dell'armatura.

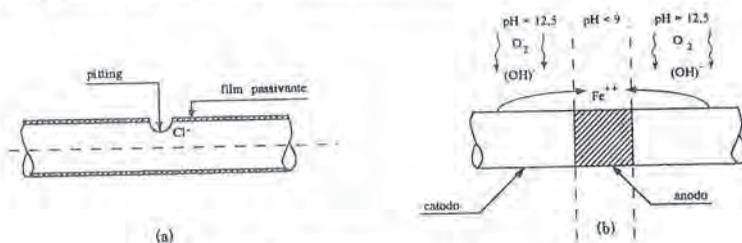


Fig.1 Attacco corrosivo del pitting

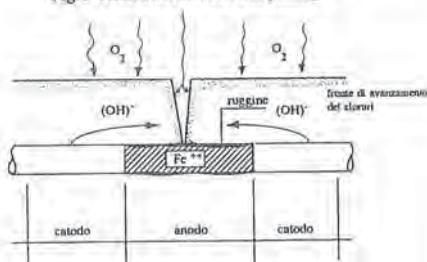


Fig.2 Corrosione in prossimità di fessure nel copriferro

La corrosione delle armature può essere evitata o fortemente contenuta, sia operando opportunamente in sede di progetto delle strutture in c.a., che controllando l'esecuzione delle opere. Essa è infatti strettamente correlata a:

- difetti costruttivi: calcestruzzi porosi, interfero e copriferro insufficienti;
- dimensionamento delle strutture limitato al solo campo tensionale: strutture eccessivamente flessibili o la cui geometria viene periodicamente ridotta in fase di esecuzione come per gli impalcati dei ponti in conseguenza dello spargimento di sali antigelo;
- mancata previsione di convogliamento e smaltimento delle acque meteoriche;
- adozione di particolari costruttivi, quali selle Gerber, il cui funzionamento in esercizio è apparso vulnerabile per la facilità con cui si producono scheggiature e rotture locali che creano vie di accesso al processo aggressivo delle armature;
- condizioni aggressive dell'ambiente.

Le principali manifestazioni di degrado legate al fenomeno corrosivo sono:

- diminuzione di aderenza ferro-calcestruzzo (particolarmente pericolosa quando viene ad interessare le regioni di ancoraggio);
- formazione di fessure lungo le armature e distacco di calcestruzzo dalle stesse;
- riduzione della sezione resistente delle armature e quindi del loro carico di rottura, della loro resistenza a fatica e delle loro caratteristiche di allungamento;
- fenomeni d'instabilità di barre d'armatura longitudinali in elementi prevalentemente compressi o pressoinflessi nei quali le staffe risultano totalmente corrose o con sezione ridotta.

I fenomeni corrosivi non sempre sono accompagnati da danneggiamenti visibili all'esterno. Questi possono mancare quando il volume specifico dei prodotti di corrosione risulta ridotto ( ad es. in ambienti relativamente poveri di ossigeno) o quando il calcestruzzo che circonda le armature è molto poroso o infine nei casi in cui l'attacco corrosivo si produce in forma localizzata (corrosione da cloruri).

In questi casi si rende indispensabile un rilievo dell'area a rischio che può condursi in modo non distruttivo affiancando alle usuali ispezioni del calcestruzzo ( metodo combinato sclerometro-ultrasuoni) indagini con impiego di strumentazione chimico-elettrica.

Negli ultimi anni la tecnica del monitoraggio delle strutture per l'analisi del livello di corrosione, ha trovato sempre più largo impiego. In particolare si possono eseguire misure dei potenziali spontanei dell'armatura e misure di corrente di corto circuito [2].

### 3. PRESENTAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Le prove a rottura per flessione, di cui si è detto nell'introduzione, sono state eseguite su provini in c.a. di dimensioni 200x200x1500 millimetri cubi con i quali era già stata condotta una campagna sperimentale di prove di monitoraggio non distruttive per la definizione del livello di corrosione.

Nella Tab.1 si indicano i dati di riferimento per tre coppie significative di provini. Si riportano in particolare le date di confezionamento e di prova dei campioni esaminati, indicando per ciascuno di essi l'esposizione o non all'ambiente aggressivo.

La tecnica di prova e la relativa strumentazione sono illustrate nella Fig.3 dove si individuano i punti di applicazione del carico ed il sistema di rilevamento dati.

Tab.1 Provini esaminati

N°	Data di confezionamento	Data di prova	a/c (1)	As (2)	C (mm) (3)	Rcm(28gg) (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	Rcm(3mesi) (N/mm <sup>2</sup> )	ambiente aggressivo (5)
1	5-10-88	27- 3-90	0,6	6 $\phi$ 14	30	31,5	37,8	sì
2	5-10-88	17- 4-90	0,6	6 $\phi$ 14	30	31,5	37,8	no
3	10-10-88	21- 4-90	0,6	6 $\phi$ 14	10	31,2	38,2	no
4	10-10-88	23- 4-90	0,6	6 $\phi$ 14	10	31,2	38,2	sì
5	14-10-88	14- 5-90	0,8	6 $\phi$ 14	20	18,7	21,5	sì
6	14-10-88	15- 5-90	0,8	6 $\phi$ 14	20	18,7	21,5	no

- (1) I simboli a/c indicano il rapporto acqua - cemento;
- (2) I provini sono stati armati con sei barre longitudinali di area As e staffe di diametro 6 mm al passo di 150 mm del tipo FeB44k;
- (3) Il copriferro è stato valutato come distanza fra la superficie esterna del conglomerato e barre d'armatura longitudinali;
- (4) Le resistenze cubiche Rcm sono state determinate attraverso prove di rottura a compressione su 3 provini di lato 150 mm per ogni classe di conglomerato;
- (5) L'aggressione accelerata delle armature è stata ottenuta mediante semiimmersione dei provini per un anno in una soluzione di NaCl al 10% .

Per mezzo di trasduttori di variazione di induttanza verticale (indicati in Fig.3 con le lettere A,B,C) si ottiene la misura delle componenti verticali dello spostamento nelle sezioni di applicazione dei carichi ed in mezzera.

Con trasduttori di variazione di induttanza, configurati come estensimetri disposti sulle facce laterali del provino, si è controllata la deformazione della sezione (indicati in Fig.3 con le sigle 1A,2A,3A,4A). Per impedire la rottura del provino a taglio, sono state disposte cerchiature metalliche in prossimità degli appoggi. Le prove sono state condotte a spostamento impresso con registrazione elettronica dei dati sperimentali.

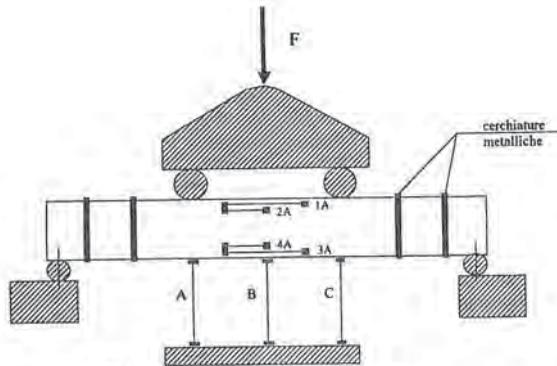


Fig.3 Prototipo della prova a flessione

Si presentano di seguito alcuni diagrammi elaborati dalle prove a flessione. Viene indicato con :

- F : il valore del carico (espresso in KN) trasmesso dal martinetto di prova;
- M : la caratteristica flettente (espressa in KNm) nelle zona centrale del provino sottoposta a momento costante;
- $\delta$  : la componente verticale dello spostamento in mezzeria (espresso in millimetri) in mezzeria ;
- $\delta_y$  : la componente verticale dello spostamento al primo snervamento;
- $\delta_r$  : la componente verticale dello spostamento a rottura;
- $1/r$  : la curvatura della sezione di mezzeria.

I diagrammi illustrano il tipico comportamento flessionale di elementi in c.a.: la prima fase lineare elastica in cui la sezione è tutta reagente, la fase con deformazione quasi elastica ed il campo di deformazione plastico

Le Fig.4(a), relativa al provino n°1, presenta il confronto fra il diagramma momento curvatura sperimentale, tipo 1, e quello teorico tipo 2, valutato secondo una bilatera ideale [5].

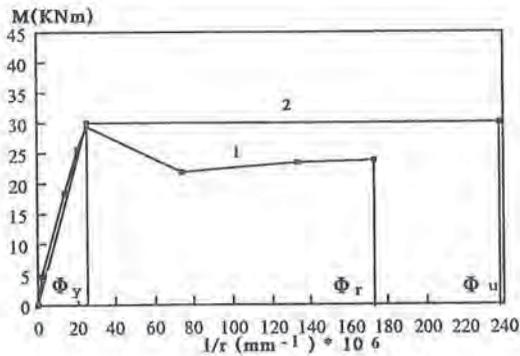


Fig. 4 (a) -Provino n.1

La figura 4 (b) descrive il diagramma F- $\delta$  relativo al provino n°1.

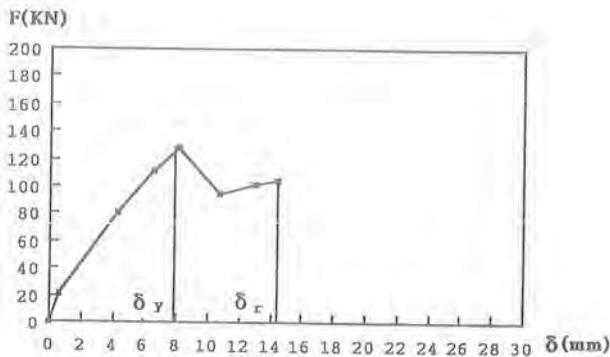


Fig. 4 (b)- Provino n.1

La Fig.5 è relativa al provino n.2, gemello del n.1, ma non esposto ad ambiente aggressivo.

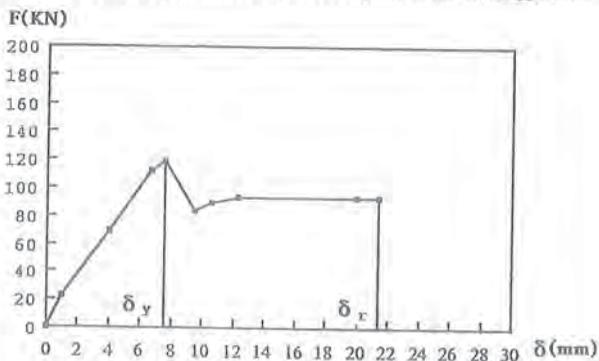


Fig. 5 - Provino n.2

Le Fig. 6 (a) e 6 (b) descrivono il comportamento sperimentale dei provini n.3 e n.4.

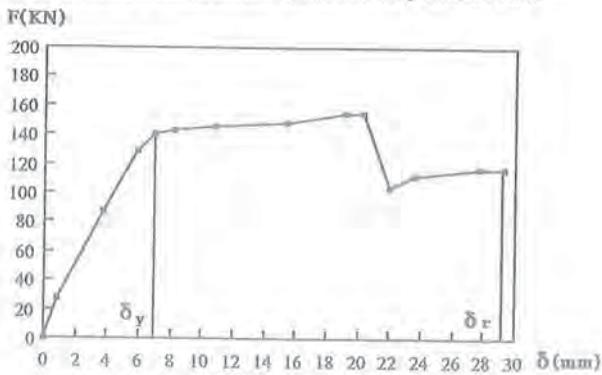
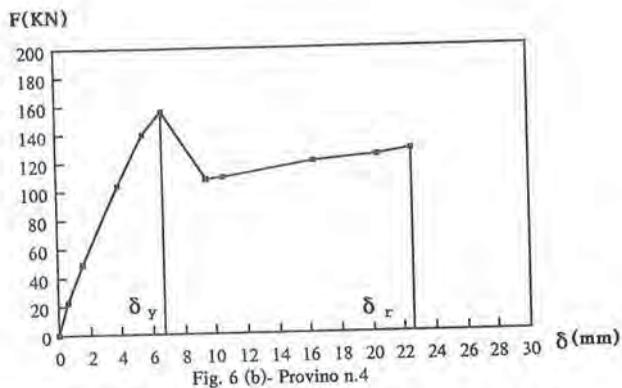
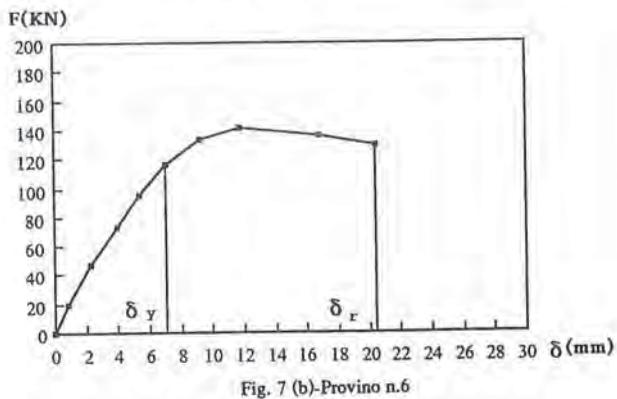
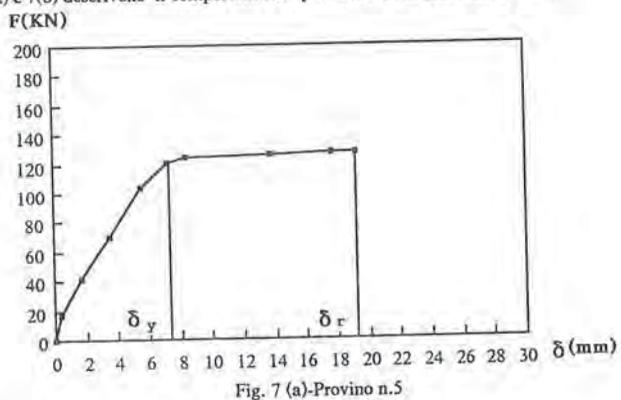


Fig. 6 (a) - Provino n.3



Le Fig. 7(a) e 7(b) descrivono il comportamento sperimentale dei provini n.5 e n.6.



#### 4. ESAME DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

Il confronto fra i risultati ottenuti dalle prove sperimentali per provini gemelli, ha messo in evidenza come il campo di deformazione plastico risulta sempre più ampio per gli elementi non esposti ad ambiente aggressivo.

Nella Tab.2 si riportano i valori dei rapporti  $\delta r/\delta y$  calcolati per i sei provini esaminati.

Tab.2 Risultati

N°	a/c	C (mm)	Rcm(28gg) (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta r/\delta y$
1	0,6	30	31,5	1,84
2	0,6	30	31,5	2,83
3	0,6	10	31,2	4,23
4	0,6	10	31,2	3,31
5	0,8	20	18,7	2,59
6	0,8	20	18,7	2,84

Nel caso dei provini n.1 e 2, e n.3 e 4 i rapporti  $\delta r/\delta y$  differiscono con valore sempre più elevato per elemento in c.a. non sottoposto a fenomeni di corrosione.

Nel caso dei provini n.5 e 6, oltre alla diversità dello stato di conservazione delle armature ha avuto rilevanza sull'andamento della prova, la scarsa qualità del calcestruzzo confezionato con un elevato rapporto acqua/cemento.

Il valore più alto di deformazione plastica è stato registrato nel caso del provino n.3 con un rapporto  $\delta r/\delta y = 4,23$  legato in particolare modo all'incremento dell'altezza utile della sezione.

Dall'esame dei risultati si evince che i provini sottoposti a fenomeni di corrosione delle armature presentano, anche quando lo stato di corrosione non è particolarmente avanzato, più limitate risorse plastiche. In analogia a quanto esposto nella introduzione, si introduce un coefficiente  $\alpha^*$ , funzione del grado di corrosione, che tiene conto delle ridotte capacità deformative in campo plastico dell'elemento strutturale soggetto a processi corrosivi. Dal confronto dei rapporti  $\delta r/\delta y$  per coppie di provini gemelli risultano tre coefficienti  $\alpha^*$  pari a 0,65 - 0,78 - 0,91 rispettivamente per i provini n. 1, 4 e 5.

Ulteriori ricerche sperimentali, analoghe a quelle presentate, possono fornire correlazioni operative fra il grado di corrosione e la diminuzione della duttilità.

#### Bibliografia

- [1] MENDITTO G., CAPOZUCCA R., CERRI M.N., MARINI L. : " La corrosione nelle strutture in c.a. : conoscenze ed indirizzo delle ricerche", Studi e Ricerche - Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato F.lli Pesenti , Politecnico di Milano, Vol.n.10, 1989, pp. 327-356 Milano, Italia.
- [2] MENDITTO G., CAPOZUCCA R., CERRI M.N., MARINI L. : " Il controllo delle strutture in c.a. sottoposte a corrosione delle armature: esame dei risultati sperimentali", L'Industria delle Costruzioni, Febbraio 1990, pp.54-59, Roma, Italia
- [3] MENDITTO G., CAPOZUCCA R., CERRI M.N., MARINI L. : " Protective treatment of steel bars in reinforced concrete structures: methods and experimental results", STEEL '90, Maggio 1990, Genova, Italia.
- [4] MENDITTO G., CAPOZUCCA R., CERRI M.N., MARINI L. : " Analisi sperimentale di elementi in c.a. sottoposti a corrosione: metodi di monitoraggio e risposte strutturali ", Studi e Ricerche - Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato F.lli Pesenti Politecnico di Milano, Vol.n.11, 1990, pp. 555-587, Milano, Italia.
- [5] LANZI G. : "Progettazione a duttilità controllata delle sezioni inflesse in cemento armato" L'Industria delle Costruzioni, Novembre 1976, pp.39-46, Roma, Italia.

SISTEMA PROTETTIVO DI SPONDE DI TERRENO ATTO A GARANTIRE LA  
TUTELA DELL'AMBIENTE

Enzo MONTI  
Milano



## SISTEMA PROTETTIVO DI SPONDE DI TERRENO ATTO A GARANTIRE LA TUTELA DELL'AMBIENTE<sup>(1)</sup>

Enzo MONTI

Ingegnere Civile

Diplomato in c.a. presso il Politecnico di Milano

### SOMMARIO

La difesa è costituita da batterie di elementi prefabbricati in c.a., agganciati e fatti scorrere lungo cavi flessibili di nylon, che sono attaccati a massi d'ancoraggio posti al piede della difesa. Gli elementi possono essere di differenti forme. Usando lastre scatolari, col fondo in rete metallica, è possibile ricoprirle con terra e seminarvi sopra erba.

### SUMMARY

The protection is made up by batteries of reinforced concrete elements, hooked and slipped along flexible nylon ropes, which are attached to anchorage blocks, placed in the foot of the bank. The elements can have different forms. Using prefabricated box-plates with wire netting bottom, it is possible to cover these with ground and to sow grass.

### 1. PREMESSA

La protezione delle sponde dei corsi d'acqua si può eseguire in diversi modi.

Sono da evidenziare due tipi di rivestimenti: quelli con opere rigide in calcestruzzo e quelli con opere flessibili, costituite da cubi liberi in calcestruzzo e in pietrame sciolto. Le opere rigide in calcestruzzo, oltre ad essere in evidente contrasto con l'ambiente esterno, non hanno possibilità di adattarsi ad eventuali assestamenti del terreno di posa e quindi crollano, quando viene a mancare l'appoggio in fondazione. Tra le opere flessibili sono da citare i cubi liberi in calcestruzzo, usati su larga scala in passato, specialmente sul Po in Piemonte. Essi però sono in aperto contrasto con l'ambiente esterno e non sono più usati.

Le opere in pietrame sciolto godono oggi la preferenza dei Tecnici Ambientalisti, in quanto impedisce l'attecchimento della vegetazione con la crescita del verde.

Tale materiale è gettato in acqua alla cieca e alla rinfusa ed una quantità non trascurabile del medesimo è persa per sfido. La mancanza di coesione tra gli elementi rende poi tali opere in equilibrio instabile e il piede delle scarpate deve essere protetto con grande quantità di materiale per impedire il cedimento delle difese per

(1) Coperto da brevetto depositato il 29.12.1989.

effetto dell'azione di trascinamento della corrente. Ciò può avvenire in occasione di forti piene. E' allora necessario effettuare dei ricarichi con notevole perdita di materiale.

Quello che è soprattutto da osservare è che il pietrame è prelevato da cave, aperte nel fianco delle montagne, con danno all'ambiente, perché tali cave sono degli squarci aperti, che mettono a nudo le rocce e distruggono la vegetazione.

L'uso indiscriminato del pietrame per proteggere le sponde dei corsi d'acqua porterebbe, con l'apertura di nuove cave, a un aumento progressivo nel tempo della deturpazione ambientale. Con ciò si verrebbe a spostare in altre zone (fianchi delle montagne) il danno ambientale, che si vuole evitare, abolendo la cementificazione delle sponde dei corsi d'acqua. In base a tali considerazioni si ritiene che, pur accettando l'uso del pietrame, riconosciuto materiale ecologico per eccellenza, si debbano studiare opportuni accorgimenti per applicare tale materiale in modo razionale, riducendone il consumo.

D'altra parte, poiché la difesa del territorio nazionale richiede anche la protezione delle sponde dei corsi d'acqua, occorre che questa sia eseguita nel modo più sicuro ed economico possibile.

Si ritiene che l'abolire completamente l'uso dei manufatti in cemento sia un errore, in quanto tali manufatti, applicati razionalmente, integrano l'uso del pietrame, aumentando il grado di sicurezza delle difese e quello di tutela dell'ambiente.

Il sistema, che qui di seguito si espone, si ritiene che possieda i suddetti requisiti.

## 2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA E PROCEDURE D'USO

Si collocano al piede delle scarpate da proteggere, parallelamente all'andamento delle sponde, dei massi parallelepipedi in calcestruzzo delle dimensioni di m 2,00 x 1,50 x 0,40 (oppure dei gabbioni cilindrici del diametro di m 0,80+1,00, lunghi m 2,00, riempiti di ciottoli cementati), a un'interasse di m 2,15. Prima della loro posa in opera si agganciano ai fianchi dei medesimi, una per ogni fianco, due funi di nylon del diametro di 14 mm, che vengono tese dall'alto dell'argine. Si ottengono così dei binari di corsa, che saranno utilizzati per farvi scorrere sopra degli elementi, come sarà descritto in seguito, ottenendosi tante batterie tra loro indipendenti, che ricoprono la scarpata da proteggere. A partire dai massi d'ancoraggio (o gabbioni) e risalendo verso la sommità della scarpata, si possono seguire diverse procedure, tenendo le funi tese.

### I Procedura (massi d'ancoraggio - rulli cilindrici - pietrame)

Dopo aver collocato in opera i massi d'ancoraggio (o gabbioni), si fanno scorrere lungo le funi, procedendo dall'alto della scarpata, dei rulli cilindrici in calcestruzzo del diametro di 20 cm e lunghi m 2,00, di colore verde, a partire dal piede, fino al livello di massima magra del corso d'acqua. Poi si prosegue il rivestimento, usando pietrame fino a ricoprire una determinata lunghezza di scarpata.

Tale soluzione rafforza il piede della scarpata, eliminando l'uso del pietrame al piede e nel tratto iniziale, dove il consumo di tale materiale è elevato o vi è un notevole sfidrio dei medesimi. Soprattutto si elimina il pericolo che il pietrame al piede sia asportato per opera della corrente in occasione di piene, con conseguente pregiudizio della difesa.

I rulli cilindrici che, ruotando, impediscono il franamento del terreno sottostante, non si vedono perché sono arrestati al livello di massima magra e quindi sono quasi sempre sott'acqua. Prima della posa in opera del pietrame, le funi sono allentate e legate a dei pali infissi in un tratto della scarpata (vedi fig. 1).

### II Procedura (massi d'ancoraggio - rulli cilindrici - lastre scolorari)

Dopo aver collocato in opera i massi d'ancoraggio (o gabbioni), si pongono in opera, a partire da questi fino a una determinata quota del corso d'acqua, lungo la scarpata, dei rulli cilindrici del diametro di 20 cm, di colore verde, lunghi m 2,00 e poi delle lastre scolorari delle dimensioni di m 0,75 x 2,00, con grigliato di fondo in rete metallica zincata. Le funi sono poi allentate e legate a dei pali, infissi in sommità dell'argine.

Tale procedura, come la precedente, rafforza in modo efficace il piede della scarpata ed elimina completamente l'uso del pietrame. Il vantaggio principale è quello che è possibile coprire le lastre con terreno vegetale e ottenere l'atteccimento della vegetazione con una perfetta mimetizzazione con l'ambiente esterno.

Inoltre, dal punto di vista statico, si ottengono tante batterie, tra loro indipendenti e flessibili, con giunti di 15 cm, senza soluzione di continuità nella trasmissione della componente del peso sui massi d'ancoraggio (v. fig. 2).

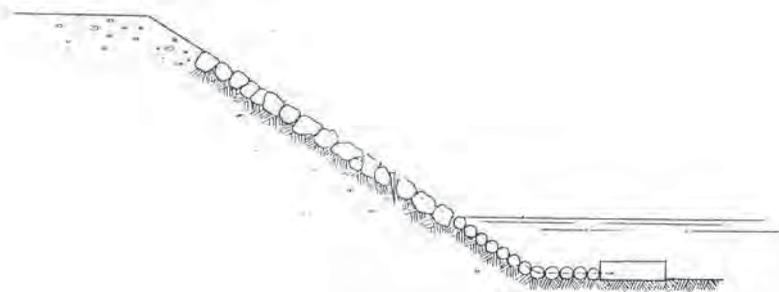


Fig. 1 - Difesa con massi d'ancoraggio - Rulli cilindrici - Pietrame

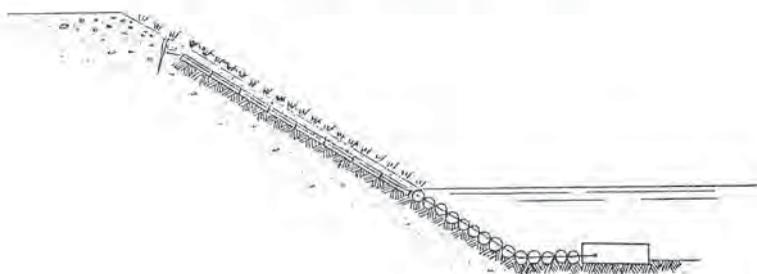


Fig. 2 - Difesa con massi d'ancoraggio - Rulli cilindrici - Lastre scotolari

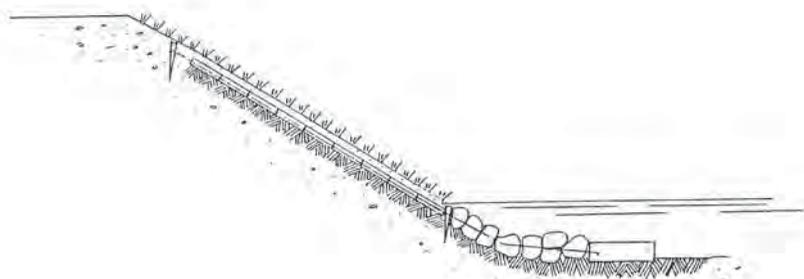


Fig. 3 - Difesa con massi d'ancoraggio - Pietrame - Lastre scotolari

### III Procedura (massi d'ancoraggio-pietrame-lastre scatolari)

Dopo aver collocato in opera i massi d'ancoraggio (o i gabbioni), si pone in opera una certa quantità di pietrame fino ad una determinata quota del corso d'acqua e poi le lastre scatolari. Oltre ai pali in sommità occorrepiantare dei pali lungo la linea di separazione del pietrame con le lastre scatolari, a un interasse di m 2,15, in corrispondenza delle mezzarie delle medesime, per arrestare la spinta delle lastre sul pietrame.

Tale soluzione rappresenta una variante rispetto a quelle sovraesposte ed è vantaggiosa economicamente (v. fig. 3).

### IV Procedura (gabbioni cilindrici d'ancoraggio - rulli cilindrici - materasso di gabbioni)

Si collocano in opera i gabbioni cilindrici d'ancoraggio, del diametro di 0,80+1,00 m, riempiti di ciottoli cementati, poi, a partire da questi, dei rulli cilindrici del diametro di 20 cm, lunghi m 2,00, e poi un materasso di gabbioni dello spessore di 30 cm. Insieme con i ciottoli di riempimento dei gabbioni si colloca sulla loro superficie verso l'esterno, della terra vegetale, in modo da permettere l'attecchimento della vegetazione.

Tale soluzione è particolarmente indicata per proteggere le sponde dei canali navigabili contro l'erosione prodotta dal movimento ondoso a causa del passaggio dei natanti.

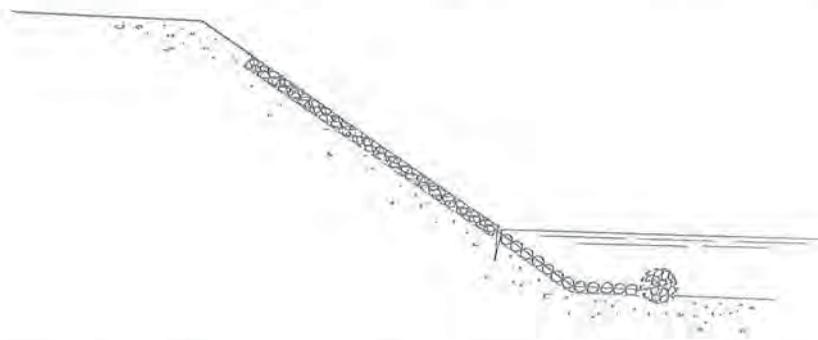


Fig. 4 - Difesa con gabbioni cilindrici d'ancoraggio - Rulli cilindrici - Materasso di gabbioni

### 3. CONSIDERAZIONI

Tutte quattro le soluzioni sovra esposte possono essere adottate, a seconda della natura del terreno da proteggere, alla configurazione delle scarpate (se in rettilineo o in curva), alla velocità della corrente, alla navigabilità del corso d'acqua, ecc.:

- la prima consente di utilizzare in modo razionale il pietrame per un lungo tratto di scarpata fino al livello di massima magra del corso d'acqua, usando poi rulli cilindrici, che rimangono quasi sempre sott'acqua;
- la seconda elimina completamente l'uso del pietrame e, oltre il vantaggio di cui sopra, permette una perfetta mimetizzazione con l'ambiente esterno, ricoprendo con terra le lastre scatolari e seminandovi sopra erba;
- la terza utilizza il pietrame in modo razionale per un tratto di scarpata e poi consente una perfetta mimetizzazione del tratto residuo, ricoprendo con terra le lastre scatolari e seminandovi sopra erba;
- la quarta è particolarmente indicata nei canali navigabili, perché salvaguarda le sponde dei medesimi dall'erosione per effetto del movimento ondoso prodotto dal passaggio dei natanti.

Occorre però notare che, qualora si usassero lastre scatolari, per impedire l'asportazione del terreno per il movimento ondoso, si possono ricoprire in sommità le lastre con una rete metallica, fissata con dei ganci alle medesime.

#### 4. VANTAGGI DEL SISTEMA

E' un sistema molto valido, che si differenzia in modo netto dai sistemi tradizionali, attualmente in uso:

- 1) Rispetto alle difese effettuate con solo pietrame, in cui il materiale è gettato alla cieca e alla rinfusa, il presente sistema consente una disposizione razionale del medesimo in batteria, senza sprechi, e il piede delle scarpate è protetto da poderosi massi d'ancoraggi (o gabbioni), uno per ogni batteria.
- 2) Un presupposto essenziale per il successo di una difesa nell'ambito dei lavori di sistemazione fluviale è che l'opera sia flessibile e cioè si adatti alle modifiche del terreno di posa. Ciò avviene nella presente difesa, perché essa è costituita da batterie di elementi, che lavorano ognuna per proprio conto, adattandosi a qualsiasi tentativo di franamento del terreno di posa.
- 3) E' ancora da tenere presente che i massi d'ancoraggio (o i gabbioni), col loro peso ed essendo incastrati nel terreno, contrastano sia la spinta del rivestimento sia la spinta della corrente, mantenendo fermo il piede della difesa. Il che non avviene con le difese effettuate con pietrame, dove il piede è instabile e può essere spostato dalla corrente in occasione di piene, con conseguente crollo del pietrame sovrastante.
- 4) Qualora la scarpata sia costituita da terreno incoerente (sabbia, ghiaia, ecc.) si può combinare la difesa con un sottostante sistema filtrante in fibra geotessile.
- 5) Gli elementi, secondo le necessità idrauliche e geotecniche, possono variare di forma e di dimensioni: possono essere travi, cilindri, lastre, ecc. Sono anche possibili gli accoppiamenti.
- 6) Rispetto al rivestimento con solo pietrame, che non consente l'attecchimento della vegetazione, il presente sistema consente anche una perfetta mimetizzazione, qualora si usino per il rivestimento delle scarpate delle lastre scatolari con il fondo in grigliato metallico zincato e plastificato, che possono essere ricoperte con terra con attecchimento della vegetazione.
- 7) Un inconveniente collegato con l'uso del pietrame è che tale materiale richiede accurate misurazioni di controllo prima della sua posa in opera: ciò può essere effettuato o pesando gli autocarri che trasportano tale materiale o misurando la cubatura del materiale trasportato dai medesimi. Ciò richiede la presenza continua di personale, con notevole perdita di tempo e di spesa. E' ancora da osservare che il materiale, una volta gettato in acqua, non è più controllabile. Nel presente sistema il controllo è reso più facile, perché si elimina del tutto o in parte la necessità della misurazione del pietrame, che può essere eliminato nella parte sott'acqua, dove il suo consumo per sfrido è notevole. Il controllo degli elementi prefabbricati, che sostituiscono il pietrame (tulli cilindrici e lastre scatolari) è molto semplice e facile.
- 8) La difesa, essendo frazionata in batterie, offre garanzie di resistenza e di durata nel tempo, perché si presta, meglio di una difesa continua, ad assecondare i movimenti del terreno.
- 9) La difesa è di rapida posa in opera.
- 10) Dal punto di vista economico il prezzo della difesa può essere contenuto in una cifra modesta e concorrenziale con quello delle difese tradizionali. Occorre tenere presente che in una difesa effettuata con pietrame si usa rinforzare il piede delle scarpate sott'acqua con buzzoni (fascine riempite di ciottoli) o con gabbioni di rete metallica a sacco, il cui costo è notevole.

#### 5. CONCLUSIONI

I vantaggi sopra elencati mettono in risalto il presente sistema.

Esso permette di usare il pietrame in modo razionale, impedendone l'estrazione dalle cave aperte nei fianchi delle montagne in modo indiscriminato.

Ciò arrecherebbe col tempo un danno notevole all'ambiente montano. E' da tenere presente che il calcestruzzo per la confezione degli elementi prefabbricati è per lo più ottenuto usando ghiaia, prelevata da cave interrate, aperte in zone a suo tempo percorse dai fiumi e poi abbandonate per deviazione del loro corso. Il danno ambientale prodotto dall'apertura di tali cave è molto inferiore a quello prodotto dalle cave montane, che sono molto visibili.

Il connubio del pietrame con gli elementi prefabbricati, di colore verde, disposti al piede delle scarpate, e quindi in tratti coperti generalmente dall'acqua e non visibili, riduce in modo notevole il danno ambientale.

Dal punto di vista statico è indubbio che la sicurezza della difesa al piede è molto più assicurata dai massi d'ancoraggio (o dai gabbioni) che usando pietrame sciolto.

Un'altra caratteristica importante è che la difesa è costituita da batterie tra loro indipendenti e gli elementi, che le compongono, sono tra loro uniti dalle funi di nylon, che permettono con la loro flessibilità agli elementi stessi di adattarsi ai movimenti del terreno.

Le funi svolgono due funzioni: la prima è quella di permettere lo scorrimento degli elementi e la seconda, dopo che questi sono stati posti in opera, di tenerli uniti, essendo fissate ai massi d'ancoraggio alla base e in sommità a dei pali infissi nell'argine.

Si ha quindi ragione di ritenere che tale tipo di difesa sia molto vantaggioso e che debba essere preso in considerazione dagli Enti, preposti alla difesa del suolo e dell'ambiente<sup>(2)</sup>.

---

(2) Il sistema è già stato applicato con successo sul Po dal Magistrato per il Po di Parma nell'anno 1984 per difendere un tratto di sponda minacciato da una frana in atto. Vedi memoria dell'ing. Monti presentata alle Giornate A.I.C.A.P. di Riva del Garda del 2-4 maggio 1985.

CRITERIO DI PROGETTAZIONE PER I PONTI FERROVIARI DELLE NUOVE  
LINEE A.V.

Mario P. PETRANGELI  
Facoltà di Ingegneria - Università di Roma "La Sapienza"

Carlo VILLATICO  
Ente Ferrovie dello Stato



## CRITERI DI PROGETTAZIONE PER I PONTI FERROVIARI DELLE NUOVE LINEE A. V.

**Mario P. PETRANGELI**

Professore Associato  
Facoltà di Ingegneria  
Università "LA SAPIENZA"  
ROMA

**Carlo VILLATICO**

Capo Ufficio Alta Velocità  
Ente Ferrovie dello Stato

### SOMMARIO

La memoria offre una panoramica sui criteri che verranno seguiti nella progettazione dei nuovi ponti ferroviari per le linee ad alta velocità e che riguardano sia le specifiche tecniche, da far valere fino all'entrata in vigore della nuova normativa europea, che lo studio di elementi strutturali tipo da utilizzare nei viadotti.

### SUMMARY

The paper gives an overview of the basic criterions to be used in the design of the new railway bridges in Italy. This means both a set of technical rules to be adopted waiting for the new European standards, and a research on the basic structural features to be followed in the design of ordinary railway viaducts.

### 1. PREMESSA

In Italia dovranno essere costruiti, in un prossimo futuro, circa 1200 Km di nuove linee ferroviarie. Di queste circa il 15% correranno su viadotto a causa dei vincoli sia morfologici che di natura ambientale in senso lato.

Pertanto le FS hanno ritenuto necessario definire preliminarmente le specifiche tecniche cui dovranno attenersi queste opere in attesa che entri in vigore la nuova normativa europea in materia, già abbozzata a livello di Eurocodice 9.

Oltre a ciò è parso opportuno individuare alcuni elementi tipo da utilizzare per la costruzione dei viadotti ordinari. Questa standardizzazione servirà a facilitare la produzione ed il controllo di qualità di questi elementi, ed in special modo degli impalcati in cap. Essa inoltre permetterà di omogeneizzare e razionalizzare i costi tra opere simili di una stessa linea.

Infine si è tentato di ottimizzare la scelta delle luci nei lunghi viadotti mettendo a punto una procedura di calcolo automatica basata su una banca dati costruita con gli elementi tipo appena detti.

Di tutto questo viene data una descrizione generale nel seguito.

## 2. LE SPECIFICHE PROGETTUALI

### 2.1 Validità

L'ex Eurocodice 9 - Parte 13 - specifica le azioni da considerare nella progettazione dei ponti ferroviari e fornisce altresì i criteri da seguire nelle verifiche, riprendendo integralmente il lavoro svolto in precedenza dall'UIC (Union Internationale des Chemins des fer). [1]

Come è noto la gestione di questa normativa è ora passata al CEN e sarà necessario qualche anno prima che essa diventi operativa in tutti i Paesi della Comunità.

Per questo periodo l'Ente Ferrovie dello Stato italiano ha ritenuto opportuno preparare delle specifiche tecniche che integrino la normativa vigente derivata dall'applicazione delle leggi n. 64 del 2/2/1974 e 1086 del 5/11/1971 per quanto attiene i problemi specifici di queste opere.

Tali specifiche, in corso di completamento, si articoleranno nei capitoli qui di seguito brevemente sintetizzati.

### 2.2 Criteri generali di progettazione

Vengono fornite indicazioni per operare le scelte progettuali che, come criterio prioritario, dovranno privilegiare la durabilità e la facilità di manutenzione delle opere.

Le più significative sono:

- gli impalcati dei viadotti saranno di norma distinti per ciascun binario al fine di permettere interventi di manutenzione straordinaria quali la sostituzione dei giunti, degli appoggi, il rifacimento della impermeabilizzazione etc. mantenendo il traffico almeno su un solo binario;
- saranno ammesse strutture miste acciaio calcestruzzo pur se con la limitazione, comune a tutte le travate metalliche, di un impiego circoscritto a casi di comprovata necessità.
- la precompressione, salvo casi particolari, sarà preferibilmente con armature aderenti;
- per opere singole potrà prevedersi la costruzione a sbalzo per conci successivi, con la precisazione che di regola non sono ammessi conci prefabbricati.

### 2.3 Le azioni

In attesa della definizione di un treno di calcolo unico europeo verranno mantenuti i treni tipo A e B di cui alla circolare in vigore dal 1945. [2]

Modifiche sostanziali sono state invece apportate alle azioni longitudinali di frenatura ed avviamento.

In analogia a quanto previsto in [3] vengono specificate le forze complessive applicate al binario, da ripartirsi tra rotaie e struttura sottostante a seconda delle caratteristiche di questi due elementi e del mezzo che li collega (ballast, piastre etc.). Nei casi frequenti di viadotti con travate semplicemente appoggiate, tutte eguali, e rotaia continua (LRS) le specifiche indicano dei criteri molto semplificati da seguire per operare questa ripartizione.

Altra innovazione riguarda la forza centrifuga il cui valore base, uguale a quello attuale, verrà ridotto di un coefficiente  $f$  che dipende dalla velocità massima consentita dalla linea e dalla lunghezza del tratto considerato.

Infatti la forza centrifuga viene espressa come percentuale del treno di calcolo che, dovendo servirsi per tutte le verifiche, è particolarmente oneroso. E' noto però che i treni che viaggiano ad alta velocità sono più leggeri, almeno per quello che riguarda il peso complessivo, mentre il carico che grava sul singolo asse o sul singolo carrello varia poco da treno a treno.

Da qui l'andamento scelto per il valore di  $f$  riportato in figura 1.

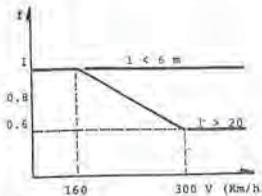


Fig. 1 - Coefficiente di riduzione della forza centrifuga

Va infine segnalato che vengono definiti i valori da assumersi per le variazioni termiche differenziali: per gli impalcati il  $\delta T$  tra estradosso ed intradosso deve essere di 5 C.

## 2.4 Criteri di verifica

Questa parte è forse la più innovativa rispetto a quanto attualmente in uso per questo tipo di ponti.

Viene infatti accettata la possibilità di effettuare le verifiche con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e viene fornita una tabella con i coefficienti moltiplicativi

delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche.

Viene inoltre colmata una lacuna che si ha attualmente nelle verifiche con le tensioni ammissibili: queste, come è noto, escludono le tensioni di trazione ai lembi delle sezioni ma non dicono nulla sulle tensioni principali che, in presenza di sforzi taglianti, devono essere necessariamente di trazione.

Le nuove specifiche, sulla base principalmente di considerazioni relative alla fatica [4], pongono un limite massimo alla  $\sigma_{id}$  di trazione, calcolata in corrispondenza della fibra baricentrica, pari a 0,036 Rck. Viene inoltre prescritto comunque il calcolo delle armature a taglio, qualsiasi sia il valore delle tensioni nel calcestruzzo.

Per quello che riguarda le massime deformazioni consentite, che tanto condizionano il progetto di queste opere, si hanno limiti generalmente meno severi di quelli attuali [5]. Infatti:

a) le massime deformazioni verticali degli impalcati sotto l'effetto dei treni divengono funzione del numero di campate dei viadotti.

Questi spostamenti, infatti, sono causa di un disagio per i passeggeri che cresce al crescere del numero di ripetizioni, anche perchè si esaltano le interazioni tra struttura e veicolo.

I valori consentiti per ponti a poche campate sono quindi meno severi di quelli attuali che verranno avvicinati solo per viadotti molto lunghi (con più di 15 campate);

b) la deformazione massima delle pile per effetto delle forze orizzontali, che influenza lo stato tensionale della rotaia e quindi il rischio che essa si instabilizzi, è consentita fino a valori più elevati dei 3 mm attuali: viene però prescritto esplicitamente di valutare tali spostamenti considerando tutte le cause che li provocano. (Fig. 2)

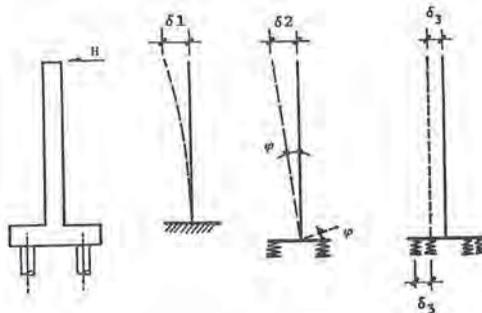


Fig. 2 - Componenti da considerare nel valutare la deformabilità delle pile

## 2.5 Regole pratiche di progettazione

Riguardano tutta una serie di particolari costruttivi volti principalmente a garantire la durabilità e la ispezionabilità delle opere.

In questa ottica vengono specificate le resistenze caratteristiche minime dei calcestruzzi, gli spessori minimi etc, a prescindere dai valori richiesti dal calcolo.

In particolare merita segnalare due prescrizioni che riguardano i ponti costruiti a sbalzo per conci successivi:

- nelle sezioni di collegamento di conci contigui dovrà prevedersi una armatura longitudinale ordinaria pari ad almeno lo 0.3% della sezione in calcestruzzo;
- deve essere prevista la possibilità di intervenire sul ponte in esercizio aggiungendo una precompressione supplementare, realizzata con cavi esterni alle anime, pari ad almeno il 20% di quella di progetto.

Un altro gruppo di indicazioni riguarda i ponti ricadenti in zone sismiche e sono volte principalmente a garantirne la necessaria duttilità.

## 2.6 Collaudo e monitoraggio

Vengono stabilite le procedure da seguire per il collaudo dei ponti "ordinari", intendendo con ciò tutti quelli con travate semplicemente appoggiate e luci inferiori a 40 m per il cap (70 m per quelli a travata metallica).

Oltre a ciò, per la prima volta, viene richiesto che tutti i ponti non classificabili come ordinari debbano essere strumentati per permetterne il monitoraggio sia in fase di costruzione che in esercizio. Il progetto di questa strumentazione deve essere parte integrante del progetto dell'opera.

Inoltre viene precisato che, sempre nel caso di opere singolari, a fine costruzione venga eseguito il rilievo sperimentale delle prime frequenze proprie del ponte e delle corrispondenti deformate modali, nonché dei coefficienti di smorzamento. Ciò al fine di permettere, nel tempo, controlli regolari e l'identificazione di eventuali fenomeni di degrado.

# 3. LE OPERE TIPO

## 3.1 Premessa

Sono stati approntati schemi di massima delle opere tipo escludendo quelle che rivestono carattere di singolarità o per l'importanza delle luci o per i particolari vincoli (paesaggistici, geometrici, costruttivi etc.) imposti al progettista.

Questa standardizzazione riguarda quindi viadotti generalmente molto lunghi e composti da elementi ripetuti. Ciò ha indirizzato verso soluzioni che privilegiano l'industrializzazione della costruzione al fine di ridurre i costi e, principalmente, per facilitare il controllo di qualità dei manufatti.

## 3.2 Organizzazione della piattaforma

Come già detto al punto 2.2, salvo casi particolari, gli impalcati saranno sempre distinti per ciascun binario.

Ciò comporta un maggiore numero di cicli con il *be* massimo rispetto al caso di impalcato unico per doppio binario.

Va però rilevato che, stante la precompressione integrale richiesta, il maggiore danneggiamento per fatica deriva dalle escursioni delle  $\tau$  che non differiscono molto nei due casi in esame: infatti negli impalcati unici il passaggio di un treno comporta rilevanti effetti torcenti.

Si è quindi senz'altro privilegiata la facilità di manutenzione permessa dagli impalcati distinti.

### 3.3 Le travi continue

E' parso opportuno indagare sulla convenienza a realizzare travate continue, anche se per un numero modesto di luci (2/3) dovendosi comunque limitare gli scorrimenti relativi tra struttura e LRS. Ciò in quanto tale soluzione comporterebbe una minore deformabilità dell'impalcato oltre, ovviamente, una migliore distribuzione delle sollecitazioni.

Lo studio, non volendosi rinunciare alla prefabbricazione ed alla precompressione con armature aderenti, ha riguardato travi inizialmente appoggiate rese continue in opera.

Tale soluzione non è risultata generalmente conveniente perchè:

- sono necessarie delicate lavorazioni in cantiere, quali la precompressione in 2 fasi a cavi scorrevoli, le modifiche dei vincoli etc., di difficile controllo;
- la ridistribuzione delle tensioni per effetto della viscosità riduce, quando non annulla del tutto, i vantaggi economici teorici di una trave continua costruita in opera;
- una analisi dinamica, se pur approssimata, ha mostrato che non si hanno vantaggi per quello che riguarda le amplificazioni delle sollecitazioni dovute, appunto, agli effetti dinamici.

Questa soluzione va quindi riservata a quei casi speciali in cui sia determinante ridurre l'altezza della travata dell'ordine del 10% rispetto al caso dell'appoggio semplice.

### 3.4 Gli impalcati tipo

Riguardano luci (intese come interasse pile) comprese tra 15 e 40 m. e prevedono cinque tipologie di impalcato, tutte soddisfacenti i criteri generali di progettazione prima esposti:

- Impalcati con travi a I.** E' il tipo di impalcato tradizionale maggiormente impiegato in passato grazie alla sua flessibilità derivante dall'impiego di elementi prefabbricati relativamente leggeri. Può essere utilizzato per tutte le luci comprese tra 15 e 40 m e prefabbricazione sia a piè d'opera che in stabilimento. La critica principale che può essere mossa a questo tipo di impalcato è quella di essere formato da molti elementi e quindi di richiedere molti collegamenti in opera.
- Impalcati con travi a cassoncino.** E' una evoluzione degli impalcati a graticcio, largamente affermatasi nel campo stradale, che prevede l'impiego di travi prefabbricate con sezione a cassone aperto superiormente.

Le travi risultano più pesanti di quelle a I e pertanto se ne prevede l'utilizzo fino a luci di 35 m, nel qual caso il peso di una singola trave è di circa 1300 KN. Per contro si ha una sola giunzione nei trasversi.

Normalmente si impiegheranno due cassoncini per impalcato salvo casi speciali e limitatamente alle luci di 15 m in cui, per ridurre al massimo l'altezza della struttura, ne verranno impiegati 3.

- Impalcati con trave a cassone aperto.** In questo caso ciascun impalcato è formato da una sola trave a cassone e dalla soletta gettata in opera.

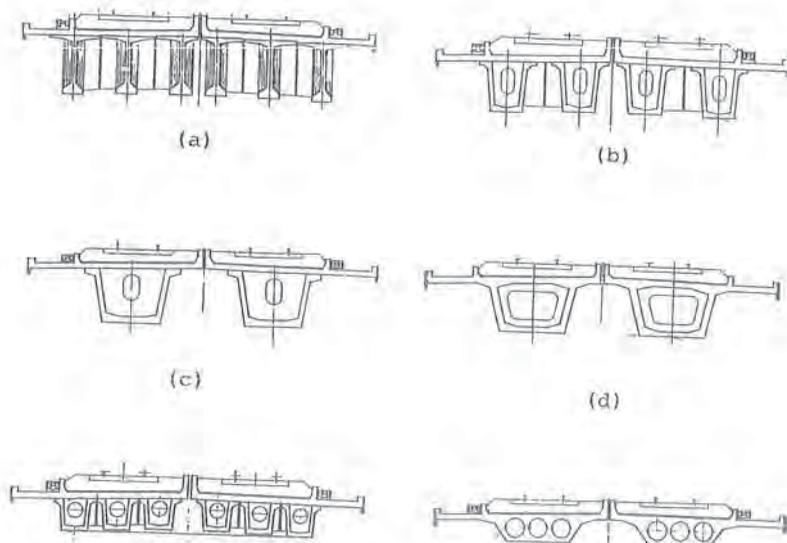
Non vi sono giunzioni in opera e quindi i rischi di cattiva esecuzione sono limitati alla soletta. Per contro la larghezza della trave ne impedisce il trasporto e quindi si tratterà sostanzialmente di prefabbricazione a piè d'opera.

I pesi in giuoco sono tali che questa tipologia prevede luci fino a 30 m, nel qual caso il peso del prefabbricato è di circa 1500 KN.

- Impalcati con trave a cassone monolitico.** E' la soluzione più moderna che prevede la prefabbricazione dell'intera travata, completa di soletta. Essa richiede attrezzature per la mobilitazione dei pezzi particolarmente impegnative; per luci di 30 m il peso del prefabbricato è di circa 2600 KN.

Questa tipologia andrà quindi adottata nel caso di viadotti molto lunghi, tali da giustificare il costo di simili attrezzature.

In alternativa alla prefabbricazione e varo ciascuna campata potrà essere gettata in opera su centina autovarante. In questa ipotesi, peraltro, si dovrebbe rinunciare alla precompressione con trefoli aderenti e ciò in contrasto con i criteri generali enunciati.



Impalcati speciali per  $l = 15$  m

Fig. 3 - Impalcati tipo

e) **Impalcati a solettone alleggerito.** Si hanno casi di viadotti molto bassi in cui è necessario contenere l'altezza della struttura di impalcato entro valori inferiori a quelli consentiti dalle tipologie prima descritte, cosa possibile con solettone alleggerito da costruirsi su centina mobile, autovarante o poggiata a terra a seconda dei casi.

Questo impalcato, da prevedersi esclusivamente per luci da 15 m, dovrà essere precompresso con cavi scorrevoli e ciò, unitamente al fatto che il suo costo è superiore a quello degli altri tipi di pari luce, ne limita l'uso solo a casi eccezionali.

### 3.5 Pile tipo

Sono state divise in tre classi di altezze: BASSE (5-10 m dallo spiccateo al piano di appoggio dell'impalcato); MEDIE (10-20 m) ed ALTE (fino a 35 m). Per altezze maggiori si esce dal campo delle opere tipo.

Nei casi di linea a doppio binario le pile standard saranno con un unico fusto che sorregge i due impalcati. Solo quando i vincoli a terra lo imporranno (ad esempio nel caso di attraversamenti obliqui) le pile basse e medie potranno essere a fusti separati.

Il tipo di impalcato portato non ha grande importanza stante la modesta influenza, sul totale, delle variazioni di peso proprio delle varie tipologie. Analogamente non è apparso determinante, ai fini della scelta della forma delle pile, (ma non delle armature) il fatto di essere ubicate in zone sismiche: le elevate forze orizzontali di frenatura e di avviamento ed i limiti imposti alla deformabilità delle pile rendono le condizioni di esercizio non dissimili da quelle che si hanno in fase di sisma, almeno per quello che riguarda le scelte tipologiche.

Le luci previste per ciascuna classe di altezza sono coerenti con questa, come risulta dalla seguente tabella.

Altezze (m)	Luci (m)	Pile separate	Pile uniche
B ( 5 ÷ 10)	15 ÷ 30	se necessario	si
M (10 ÷ 20)	20 ÷ 35	se necessario	si
A (20 ÷ 35)	30 ÷ 40	no	si

Lo studio ha portato ad individuare delle pile tipo che serviranno di riferimento per le analisi dei costi delle opere. E' evidente però che il loro disegno nel dettaglio dovrà essere opera del singolo progettista sulla base della sua sensibilità in modo da ottenere il migliore inserimento dell'opera nell'ambiente in cui si colloca. Ciò sempre mantenendo i costi nell'ambito di quelli delle soluzioni standard.

#### 4. L'OTTIMIZZAZIONE DEI COSTI

La definizione di elementi strutturali tipo ha permesso di mettere a punto una procedura automatica per l'ottimizzazione del costo dei viadotti standard.

Tale procedura è implementata da un pacchetto per PC articolato nelle seguenti sezioni:

- archivio materiali
- archivio strutture
- archivio progetti
- calcolo
- stampe ed utilities

Qui di seguito si forniscono brevi cenni sull'organizzazione di tali programmi.

L'archivio materiali consente di archiviare l'elenco prezzi dei materiali base definiti da un codice, dalla descrizione, dall'unità di misura e dal prezzo unitario.

La ricerca delle informazioni contenute in questo archivio, così come per i successivi, può avvenire o per codice o per descrizione. Sono naturalmente consentite tutte le variazioni e gli aggiornamenti possibili.

L'archivio strutture prevede 5 categorie di strutture tipo:

- impalcati
- pile
- spalle
- plinti
- pali

Per ciascuna categoria si può creare un elenco di tutte le tipologie previste, definite sempre sia attraverso un codice che con la descrizione.

Il costo di ciascuno di questi elementi viene calcolato automaticamente dal programma fornendogli i codici e le quantità dei componenti.

L'archivio progetti individua ciascuna opera attraverso il profilo del terreno e quello della livellata, tenendo conto dei vincoli progettuali. Questi sono relativi a:

- a) l'approfondimento dei plinti nei vari tratti del viadotto;

- b) le zone del profilo che, per omogeneità dei terreni, comportino pali della stessa lunghezza;
- c) le progressive entro le quali si vuole che ricadano le spalle del viadotto;
- d) i tratti del profilo in cui, per qualsiasi motivo, non possono essere posizionate pile.

A proposito di questo ultimo punto va notato che in molti casi si ricorre a campate speciali, cioè di luce diversa da quelle standard.

In questi casi la procedura qui descritta è ancora utilizzabile trattando l'opera come due viadotti distinti, uno che precede e l'altro che segue la campata speciale.

Il programma di calcolo, sulla base di tutti i dati archiviati, calcola il costo del viadotto variando di volta in volta la posizione delle pile di una quantità prefissata. L'operatore deve indicare preliminarmente quale è il range delle luci che vuole indagare, il passo di integrazione sopra detto ed i codici degli elementi strutturali tipo che intende usare, accertandosi della compatibilità di questi elementi tra loro.

Questa scelta può essere condizionata da motivi diversi da quelli economici, quali sono quelli di natura estetica, cantieristica etc.

Le soluzioni in cui qualche pila ricade nelle zone eventualmente interdette vengono comunque computate dal programma che però le segnala come errate. In questo modo il progettista può valutare l'eventuale risparmio che deriverebbe dalla rimozione dell'ostacolo da lui segnalato.

I programmi di stampe ed utilities, infine, permettono l'aggiornamento, il riordino e la stampa dei singoli archivi, nonché altre operazioni correnti quali la gestione di copie di sicurezza etc.

## 5. CONCLUSIONI

Le specifiche progettuali che entreranno in vigore a livello Europeo tra qualche anno, e che sono in parte anticipate da quelle in preparazione a cura dell'Ente Ferrovie dello Stato, sono frutto di una maggiore conoscenza derivata da studi ed esperienze condotte sui fenomeni reali.

Tali esperienze non possono dirsi ancora concluse, specie per il settore dell'Alta Velocità ove sono in programma estese sperimentazioni su tratti di linee prossime ad entrare in esercizio.

D'altro canto la rigidità geometrica che deriva dalle alte velocità di progetto porta ad avere un numero sempre maggiore di viadotti: da qui l'esigenza di una standardizzazione spinta che consenta un maggiore controllo di qualità ed una riduzione dei costi, derivante dalla possibilità offerta ai Costruttori di programmare l'impiego delle attrezzature su vasta scala.

- [1] Eurocode 9 - Part 13 - Railway loads (in relation to bridges), Proposal UIC - Draft August 1990
- [2] Ferrovie dello Stato - Nuovi sovraccarichi per il calcolo dei ponti metallici - Circ. n 54 del Servizio Lavori e Costruzioni - 15 Luglio 1945
- [3] UIC 774-3 - Recommendations for the design of bridges to allow for the interaction with track systems - Draft August 1990,
- [4] G. Klein, P. Popovic - Shear strength Evaluation of existing Concrete Bridges - American Concrete Association (ACI) SP - 88 del 1985,
- [5] UIC 776 - 3 - Deformations des ponts - 1<sup>ère</sup> édition, 01 - 01 - 89,

SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DI COSTRUZIONI DI  
CEMENTO ARMATO IN CASO DI INCENDIO

Emanuele Filiberto RADOGNA - Annibale Luigi MATERAZZI  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università di Roma "La  
Sapienza"



## SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DI COSTRUZIONI DI CEMENTO ARMATO IN CASO DI INCENDIO

E.F. RADOGNA, A.L. MATERAZZI

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

### SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono confrontate le prescrizioni di tre Normative Tecniche internazionali in tema di sicurezza antincendio di costruzioni di c.a.: la italiana UNI-VV.FF., la francese AFNOR e quella del CEB. Le semplificazioni adottate in ciascuna di esse vengono discusse criticamente, alla luce di una procedura di analisi "rigorosa", che costituisce comune elemento di riferimento. L'esame comparativo si conclude con un esempio numerico.

### SUMMARY

In the present paper the regulations of three Technical Codes on the fires safety of R.C. structures are compared: the italian UNI-VV.FF., the french AFNOR and the CEB model code for fire design. The simplifications adopted by each code are critically discussed, in the frame of an "exact" analysis procedure, which is the common point of reference. The examination is concluded by a numerical example.

### 1. PREMESSE

Il tema della stima della sicurezza strutturale in caso d'incendio è di particolare attualità in Italia, dove sono state da poco pubblicate le nuove Norme Tecniche sull'argomento [1]. La responsabilità del controllo della sicurezza strutturale in caso d'incendio è tradizionalmente affidata in Italia al Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, che stabilisce i requisiti minimi di durata di resistenza al fuoco, distinti per tipologie, e si avvale, per le

valutazioni di sicurezza, di procedure empiriche basate sull'esperienza del passato, supportate da prove al forno su elementi strutturali di dimensioni contenute [2].

La tendenza attuale è quella di sostituire a tali procedure empiriche altre, di tipo analitico, contenute in Normative Tecniche specifiche.

Nel caso delle strutture esposte all'incendio lo stato limite ultimo viene raggiunto per la riduzione della capacità portante dovuta alle alte temperature e per gli effetti delle deformazioni termiche non congruenti con i vincoli esterni ed interni. Il parametro che caratterizza lo stato limite suddetto è il tempo di autosostentamento del componente strutturale, sottoposto alle condizioni di carico di esercizio; la verifica consiste nel confronto di due "tempi di autosostentamento": quello che il componente può effettivamente fornire, con l'eventuale applicazione di rivestimenti isolanti, e quello che è richiesto dalle Autorità competenti sulla base di classificazioni tipologiche. Per quanto riguarda la terminologia, il tempo di autosostentamento può essere anche definito "durata di resistenza al fuoco". Nelle Norme antincendio questa espressione è sistematicamente sostituita con l'espressione abbreviata "resistenza al fuoco", che perde, purtroppo, il riferimento alla evoluzione temporale del fenomeno, che è essenziale per la comprensione dei metodi di valutazione correlativi. La previsione di tale comportamento richiede pertanto di tener conto in modo adeguato tanto del danneggiamento del materiale che delle sollecitazioni indotte dalle intense variazioni di temperatura che si realizzano durante l'incendio. La valutazione numerica della resistenza al fuoco dei componenti strutturali deve essere integrata dalla precisazione di appropriati coefficienti di sicurezza, perché il confronto fra la resistenza al fuoco "richiesta" e la resistenza al fuoco "disponibile" rappresenti la verifica di sicurezza, così come essa è intesa nella Ingegneria Strutturale.

Trattandosi di temi di studio relativamente recenti, non tutti gli aspetti della complessa e vasta problematica della sicurezza al fuoco delle strutture portanti sono stati trattati in maniera definitiva. Inoltre tali temi non fanno ancora parte, tranne qualche rara, lodevole eccezione, di insegnamento nei corsi universitari. Appare dunque opportuno affrontare questi temi con cautela. A tale scopo nel presente lavoro si è adottato il metodo comparativo seguente: sono illustrati i punti salienti di tre raccomandazioni tecniche (UNI-VV.FF., CEB, AFNOR) sulla valutazione della resistenza al fuoco; poiché tutte propongono procedimenti di calcolo semplificati si è anche descritta una procedura "rigorosa" di analisi, per disporre di un comune elemento di riferimento. Particolare rilievo è stato accordato all'esame dei coefficienti parziali di sicurezza. L'esame comparativo si conclude con un'applicazione numerica.

## 2. ESAME DEI DOCUMENTI UNI, CEB ED AFNOR

Scopo di tutte e tre le Normative considerate è quello di fornire una procedura operativa per la valutazione della capacità portante decrescente nel tempo di elementi singoli di c.a. e di c.a.p. sottoposti ad un incendio normalizzato di durata prefissata. Il tema

della individuazione, caso per caso, della durata di esposizione senza rottura è attualmente di competenza di specifici Organismi Nazionali e non viene quindi affrontato in nessuno dei tre documenti. Le linee generali dei metodi adottati per la verifica sono uguali nei tre casi. La durata richiesta è nota a priori perché fissata dalle Autorità in base alla classificazione. Sembra che inizialmente la durata dipendesse dal quantitativo di combustibile, tuttavia col tempo su questo criterio è prevalso quello di consentire l'accesso all'edificio da parte delle squadre di spegnimento e ciò ha portato a fissare tempi dell'ordine di due ore. Ciò premesso viene innanzitutto eseguita la determinazione analitica delle temperature negli elementi in corrispondenza delle durate di esposizione considerate, viene quindi determinata la capacità portante delle sezioni tenendo conto dei legami costitutivi deteriorati dall'aumento di temperatura ed infine viene eseguita la verifica della sicurezza allo stato limite ultimo di resistenza al fuoco.

### 2.1 Curve tempo-temperatura adottate

La legge che descrive la variazione di temperatura dell'aria circostante l'elemento strutturale è sostanzialmente la stessa per tutte e tre le Normative. Esse corrispondono alla curva ISO Standard 834 che specifica la variazione temporale della temperatura all'interno del forno durante l'esecuzione di una prova sperimentale standard:

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

nella quale  $t$  è il tempo di esposizione espresso in minuti;  
 $T$  è la temperatura al tempo  $t$  in °C;  
 $T_0$  è la temperatura al tempo iniziale.

### 2.2 Metodi di calcolo semplificati per la valutazione della capacità portante delle sezioni

La procedura presentata nelle Norme UNI prevede tre casi alternativi:

- se la durata di resistenza richiesta è minore di 60 minuti la verifica analitica può essere omessa se sono rispettate alcuni valori minimi del copriferro e degli spessori del conglomerato;
- se la durata di resistenza richiesta è superiore a 60 minuti può essere eseguita una verifica con un metodo semplificato che prevede l'adozione di un'unica resistenza di calcolo ridotta per il conglomerato (media sulla zona compressa) e per l'acciaio (media ponderata). Se le resistenze così determinate sono non inferiori al 58% di quelle a freddo non è necessario calcolare la capacità portante;

- nei casi generali la verifica può essere eseguita attraverso il metodo della cosiddetta "sezione equivalente" e cioè utilizzando per il conglomerato un solo legame costitutivo corrispondente alla temperatura media della sezione compressa e per l'acciaio quello corrispondente alla temperatura puntuale nelle barre.

La Norma AFNOR (1987) adotta un procedimento unico, basato sul concetto di "sezione equivalente", accolto dalle norme UNI per i casi generali di verifica.

Il procedimento del CEB propone un procedimento di calcolo diverso, che consiste nell'impiego, per il conglomerato, del legame costitutivo "freddo", a temperatura ambiente, ma con riferimento ad una sezione trasversale ridotta, quella racchiusa nell'isoterma  $T=500$  °C, opportunamente rettificata in modo da produrre una sezione rettangolare o quadrata. All'aumentare della durata dell'incendio, l'isoterma  $T=500$  °C penetra sempre di più nella sezione, riducendo la superficie del nucleo "freddo" di calcestruzzo. Per quanto riguarda l'acciaio delle barre ad aderenza migliorata, che sono disposte, di regola, nella zona periferica della sezione, si adotta la resistenza corrispondente al valore locale della temperatura effettiva prodotta dall'incendio.

### 2.3 Introduzione dei coefficienti di sicurezza

Nei tre procedimenti di calcolo considerati viene previsto l'uso di coefficienti parziali moltiplicatori delle azioni e di coefficienti parziali riduttori delle resistenze. Per quanto riguarda quelli applicati alle azioni viene concordemente applicato il valore 1, alle sollecitazioni indotte dalla dilatazione termica contrastata, mentre viene esclusa la concomitanza dell'incendio con azioni sismiche (evento che peraltro si verifica di frequente nella realtà). Per quanto riguarda invece i coefficienti parziali riduttori delle resistenze, la Norma UNI e quella AFNOR propongono l'uso degli stessi valori: 1,3 per il conglomerato cementizio e 1, per l'acciaio ad aderenza migliorata controllato in stabilimento. Il Codice Modello del CEB introduce i coefficienti di sicurezza per la parte materiali in modo diverso: il calcolo della capacità portante viene eseguito con i valori caratteristici delle resistenze dei materiali, mentre la durata di resistenza al fuoco viene diminuita mediante un coefficiente riduttivo globale posto uguale ad 1,10.

### 3. CONSIDERAZIONI CRITICHE INTEGRATIVE

Nella situazione attuale la valutazione della resistenza al fuoco di una struttura viene effettuata mediante la prova al forno, che è limitata al singolo componente. La garanzia della sicurezza dell'intero sistema strutturale è ottenuta per via indiretta, sotto la tacita assunzione che essa sia assicurata quando sia stata assicurata la sicurezza di tutti i componenti considerati individualmente.

Le Normative Tecniche esaminate nei paragrafi precedenti offrono la possibilità di sostituire alle prove al forno effettive, prove al forno simulate per via analitica.

Pertanto anch'esse utilizzano un incendio convenzionale, quello descritto dalla legge tempo-temperatura contenuta nella ISO 834, che non ha alcun rapporto di somiglianza con quelli che si verificano in situazioni reali.

La procedura razionale di verifica della sicurezza strutturale in caso d'incendio parte dalla analisi delle azioni applicate alla struttura, comprensive delle azioni indirette indotte dalla dilatazione termica contrastata, prosegue con l'analisi della risposta strutturale e si conclude con il giudizio sulla sicurezza, con riferimento ad un livello di sicurezza prefissato. Per quanto riguarda la "azione incendio" appare essenziale tener conto di curve tempo-temperatura realistiche, diverse da caso a caso in quanto dipendenti dalla geometria dell'edificio, dai materiali combustibili in esso contenuti e dalle condizioni di ventilazione. E' poi importante la disposizione dell'incendio all'interno della struttura, che dovrebbe essere tale da realizzare, compatibilmente con le compartimentazioni presenti, il peggior effetto possibile in termini di sollecitazioni. Le incertezze sulla grandezza e sulla disposizione delle azioni, unitamente a quelle sulle proprietà fisico-meccaniche dei materiali danneggiati dovrebbero essere riflesse sui valori dei coefficienti parziali di sicurezza. Il valore dei coefficienti parziali dovrebbe essere calibrato mediante l'uso, da parte del Normatore, di metodi di analisi della sicurezza di livello superiore.

### 3.1 Analisi termo-meccanica rigorosa della sezione di cemento armato esposta ad incendio

L'analisi della distribuzione delle temperature all'interno della sezione può essere eseguita con buona approssimazione supponendo la validità della ipotesi di considerare le proprietà termiche del materiale indipendenti dalla deformazione (disaccoppiamento del calcolo termico da quello meccanico), ipotesi che è alla base della legge di Fourier della propagazione del calore nei corpi solidi. Tale ipotesi viene comunemente applicata anche nei procedimenti di calcolo semplificati.

Il procedimento di calcolo "rigoroso" passa quindi a costruire la curva di interazione M-N per la sezione considerata, operando in conformità alle prescrizioni normative sullo stato limite ultimo di resistenza: ogni punto della curva di interazione M-N viene determinato assegnando alla sezione un diagramma lineare di deformazioni tali che almeno uno dei due valori marginali sia "critico" dal punto di vista della capacità di prestazione dei materiali: schiacciamento per il calcestruzzo, snervamento per l'acciaio.

Ad ogni punto della sezione viene associato un proprio legame costitutivo, in generale diverso da quelli dei punti contigui, legame che tiene conto dell'effetto deteriorante della temperatura nei confronti della resistenza del materiale.

Infine, per ogni diagramma di deformazioni unitarie rappresentativo di una condizione di rottura, vengono calcolati la forza normale

risultante  $N$  ed il momento risultante  $M$ , valutato rispetto al baricentro geometrico della sezione nel I stadio, i contributi di ogni area elementare che costituisce la sezione. Dal punto di vista operativo risulta conveniente discretizzare la sezione in regioni bidimensionali (elementi) nell'ambito di ciascuna delle quali si può supporre costante la temperatura ed unico il legame costitutivo del materiale.

#### 4. ESEMPIO NUMERICO

##### 4.1 Un pilastro di cemento armato esposto ad incendio

Le tre Normative considerate, la UNI, la CEB e la AFNOR, sono state applicate per la costruzione delle curve di interazione M-N della sezione trasversale di un pilastro di cemento armato esposto ad incendio. Come riferimento sono state anche costruite le curve di interazione utilizzando la procedura di analisi rigorosa, presentata in precedenza.

Le dimensioni trasversali della sezione considerata sono (vedi Fig. 1):  $B=30$ , cm ed  $H=50$ , cm. L'armatura è costituita da otto barre di acciaio FeB44K ad aderenza migliorata del diametro di 20 mm ciascuna, corrispondenti ad una percentuale complessiva dell'1%. La resistenza caratteristica cubica del conglomerato è di  $30 \text{ N/mm}^2$ .

Per quanto riguarda la legge di variazione della temperatura dell'aria circostante il pilastro è stata adottata quella della curva ISO Standard 834 (Fig. 2), così come è specificato in ognuna delle tre normative, e supponendo la esposizione uniforme delle quattro facce del pilastro considerato.

##### 4.2 Risultati delle analisi di sicurezza

Preliminarmente alla costruzione delle curve di interazione M-N è stata effettuata la determinazione del campo termico all'interno della sezione, risolvendo il problema di trasmissione del calore applicando il metodo degli elementi finiti in regime di propagazione piano e pervenendo alla costruzione delle corrispondenti linee isoterme, raccolte nelle Figg. 3 e 4. La prima si riferisce ai seguenti valori dei tempi di esposizione al fuoco:

$$t = 30'; 60'; 90'; 120'; 180'; 240'$$

e fornisce i dati necessari all'applicazione dei procedimenti UNI ed AFNOR. La seconda, invece, si riferisce agli stessi istanti di tempo incrementati del 10% e fornisce i dati necessari per l'applicazione del procedimento di verifica CEB, che prevede l'introduzione di un coefficiente di sicurezza globale sul tempo di resistenza al fuoco. Le curve di interazione M-N sono state quindi costruite in corrispondenza delle sei durate di esposizione, utilizzando, a seconda del metodo considerato, il campo di temperature appropriato.

I risultati corrispondenti sono consegnati nella Fig. 5. In essa sono riportate 24 curve di interazione (6 temperature x 4 metodi di calcolo). Le curve di interazione ottenute applicando i metodi UNI-VV.FF. ed AFNOR sono coincidenti e pertanto le curve diverse fra di loro sono soltanto 18.

#### 4.3 Commento ai risultati

L'applicazione delle tre normative considerate conduce alla determinazione di curve di interazione quasi sempre interne a quelle derivanti dal metodo di analisi "rigoroso". Passando a confrontare fra loro i risultati ottenuti applicando le norme UNI-VV.FF. ed AFNOR con quelli ottenuti applicando la norma CEB, si nota che le prime sono sempre sistematicamente interne, e con un margine considerevole, alle seconde. Queste risultano sempre molto vicine a quelle del metodo "rigoroso" e talvolta, specialmente per durate di esposizione brevi ed in corrispondenza della condizione di rottura bilanciata, anche esterne, pur se di poco. In sostanza il metodo di calcolo delle norme UNI-VV.FF. ed AFNOR, che impiega tra l'altro un coefficiente parziale di sicurezza per il conglomerato pari ad 1.30 conduce alla determinazione di una capacità di prestazione della sezione largamente inferiore rispetto a quella del metodo CEB. Il coefficiente di sicurezza pari ad 1.10 introdotto dal CEB sui tempi di esposizione ha, comparativamente, un effetto inferiore. D'altra parte tale risultato appare ragionevole in considerazione del fatto che la pendenza della legge tempo-temperatura considerata (e prescritta da entrambe le normative) è molto ridotta già per tempi pari a 60 minuti e pertanto l'incremento del 10 % sui tempi di esposizione si traduce in un incremento di temperatura che diviene via via sempre più piccolo al crescere del tempo.

#### 5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Negli ultimi anni sono state emanate Normative Tecniche specifiche che consentono di eseguire la verifica di resistenza all'incendio anche per via analitica oltre che mediante prove sperimentali eseguite in forno secondo procedure normalizzate. Nei casi in cui le prove sperimentali sono impossibili, perché gli elementi strutturali considerati sono di dimensioni superiori a quelle dei forni, le verifiche analitiche costituiscono l'unico strumento disponibile.

Nel presente lavoro sono state esaminate criticamente le prescrizioni di tre Normative, la UNI, quella CEB e quella AFNOR, confrontandole con la procedura di analisi rigorosa, rispetto alla quale esse si configurano come metodi di analisi semplificati.

I risultati ottenuti dalla applicazione dei tre metodi con riferimento ad un esempio numerico costituito da un pilastro di cemento armato differiscono in modo non trascurabile l'uno dall'altro, essendo il procedimento UNI-VV.FF. ed AFNOR il più conservativo e quello CEB il più vicino al metodo di analisi "rigoroso", che viene assunto come elemento di paragone.

Dall'esame delle Normative è altresì apparso evidente che esse sono essenzialmente rivolte alla garanzia della sicurezza del componente, esattamente come le prove sperimentali al forno di cui esse intendono fornire una alternativa numerica. La garanzia della sicurezza del sistema è ottenuta per via indiretta, in quanto la struttura risulta composta di un insieme di elementi, ciascuno dei quali è sicuro.

Esse non si propongono quindi la simulazione dei fenomeni che si verificano nelle strutture effettive; anche la valutazione dei margini di sicurezza viene effettuata con riferimento ad una situazione convenzionale di incendio.

Ai fini pretici la procedura convenzionale rappresenta probabilmente quanto di meglio si possa fare oggi, alla luce della grande esperienza acquisita in tutti i Paesi nel campo degli incendi, tuttavia dal punto di vista teorico appare auspicabile un perfezionamento delle conoscenze delle leggi tempo-temperatura che si verificano durante gli incendi reali, unitamente alla definizione di criteri per individuare la più gravosa disposizione spaziale degli incendi stessi.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI-VV.FF., Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, UNI 9502, Aprile 1989.
- [2] MINISTERO DELL'INTERNO. DIREZIONE GENERALE DEI SERVIZI ANTINCENDI, Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile, Circ. N. 91, 14 settembre 1961.
- [3] CEB, Model code for fire design of concrete structures, Bulletin d'Information N° 174, Février 1987.
- [4] COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES, Eurocode No.2. Design of concrete structures. Part 10: Structural fire design, Draft April 1990.
- [5] CSTB, Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton, AFNOR DTU P 92-701, Octobre 1987.
- [6] RADOGNA E.F.; MATERAZZI A.L., La capacità portante delle sezioni di cemento armato in caso di incendio: tendenze recenti nei procedimenti di calcolo e nelle raccomandazioni tecniche, Notiziario AICAP, n. 10/89, ottobre 1989.

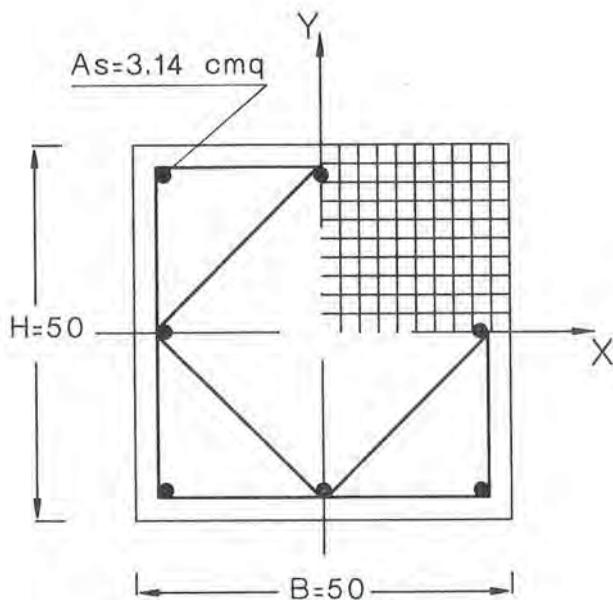


Fig. 1 - Discretizzazione della sezione del pilastro.

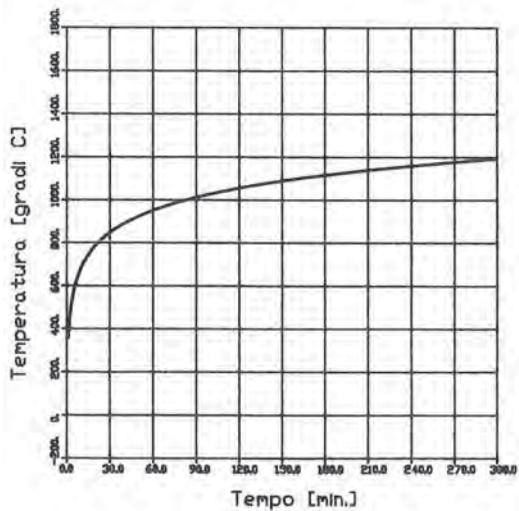


Fig. 2 - Legge tempo temperatura adottata (ISO 834).

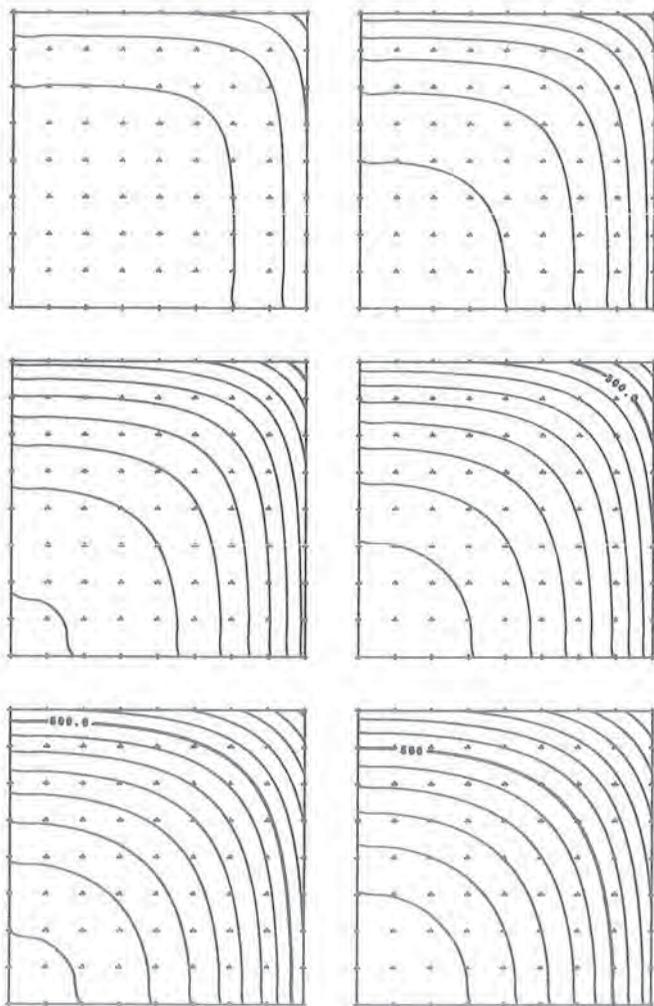


Fig. 3 - Mappa delle isoterme per  $t=30', 60', 90', 120', 180', 240'$  relative ad un quarto della sezione. L'intervallo di rappresentazione delle isoterme è di 50 °C. E' indicata con tratto più marcato l'isoterma  $T=500$  °C.

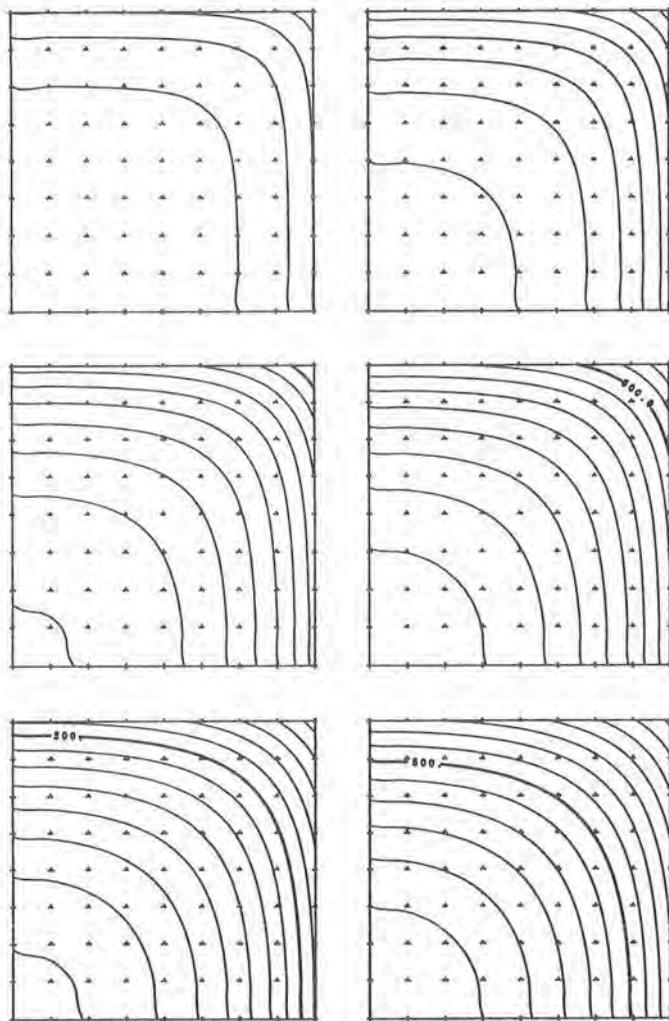


Fig. 4 - Mappa delle isoterme per  $t=33',66',99',132',198',264'$  relative ad un quarto della sezione. L'intervallo di rappresentazione delle isoterme è di  $50^{\circ}\text{C}$ . E' indicata con tratto più marcato l'isoterma  $T=500^{\circ}\text{C}$ .

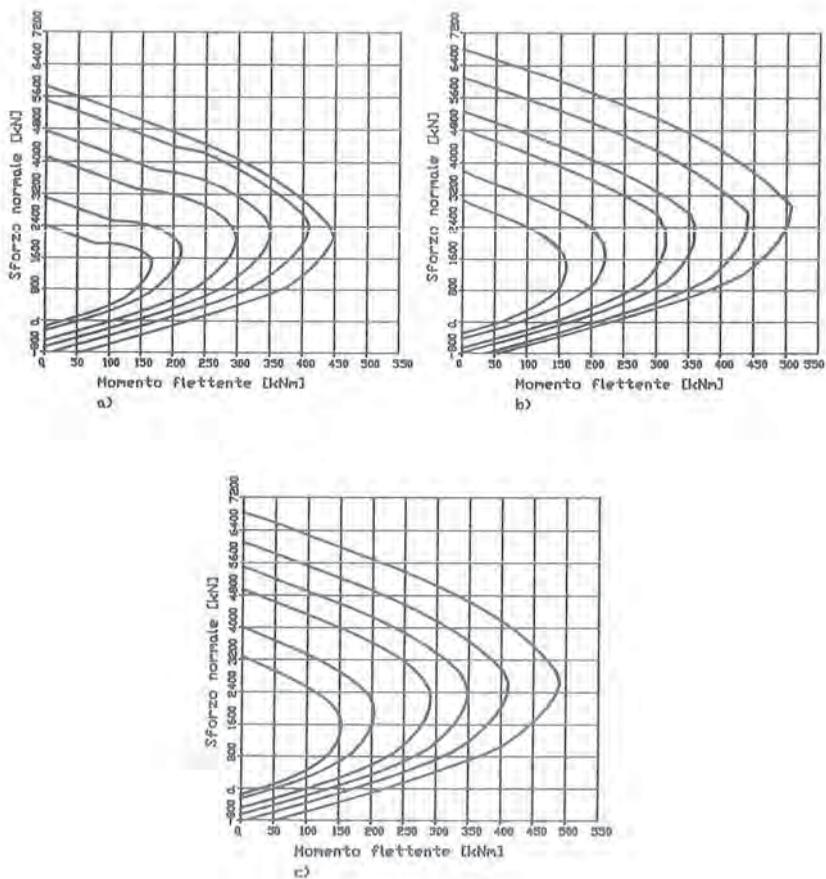
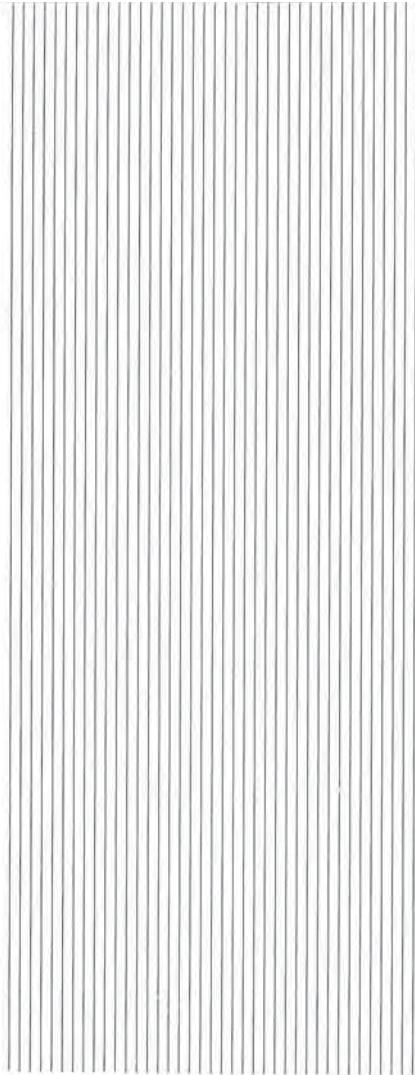


Fig. 5 - Curve di interazione M-N per la sezione considerata.  
 a) Metodi di analisi UNI-VV.FE. ed AFNOR.  
 b) Metodo di analisi CEB.  
 c) Metodo di analisi rigoroso.

**MULTIADDRESS**  
di Gnola Lucia e Silvana Soc. di Fatto  
00159 Roma - Via Maffio Maffii, 13/13A - Tel. 43.18.27  
Stampato Maggio 1991





**aicap** - associazione italiana cemento armato e precompresso  
00197 roma - via giovanni antonelli 41 - telefono 06/8082226

