

**AUTOSTRADA TORINO-SAVONA - VIADOTTO ZEMOLA -**  
**Ripristino strutturale**  
**Applicazione sperimentale di materiali compositi (fibre di carbonio).**

**Vittorio CHIARELLA - Ingegnere SPEA - Milano**  
**Ruggero GIGLI - Roberto MARNETTO - Ingegneri - TIS Tecniche Idraulico Stradali - ROMA**  
**Paolo CORRADO - Ingegnere - MAC - TREVISO**

**SOMMARIO**

Nel programma di riadeguamento dell'Autostrada Torino-Savona è previsto il raddoppio della sede stradale e la vecchia sede, opportunamente ripristinata, costituirà da sola una delle due carreggiate.

Il Viadotto Zemola costituisce un classico esempio di struttura degradata che il progetto di riadeguamento ha riclassificato per renderla funzionalmente e staticamente omogenea alle nuove strutture del raddoppio.

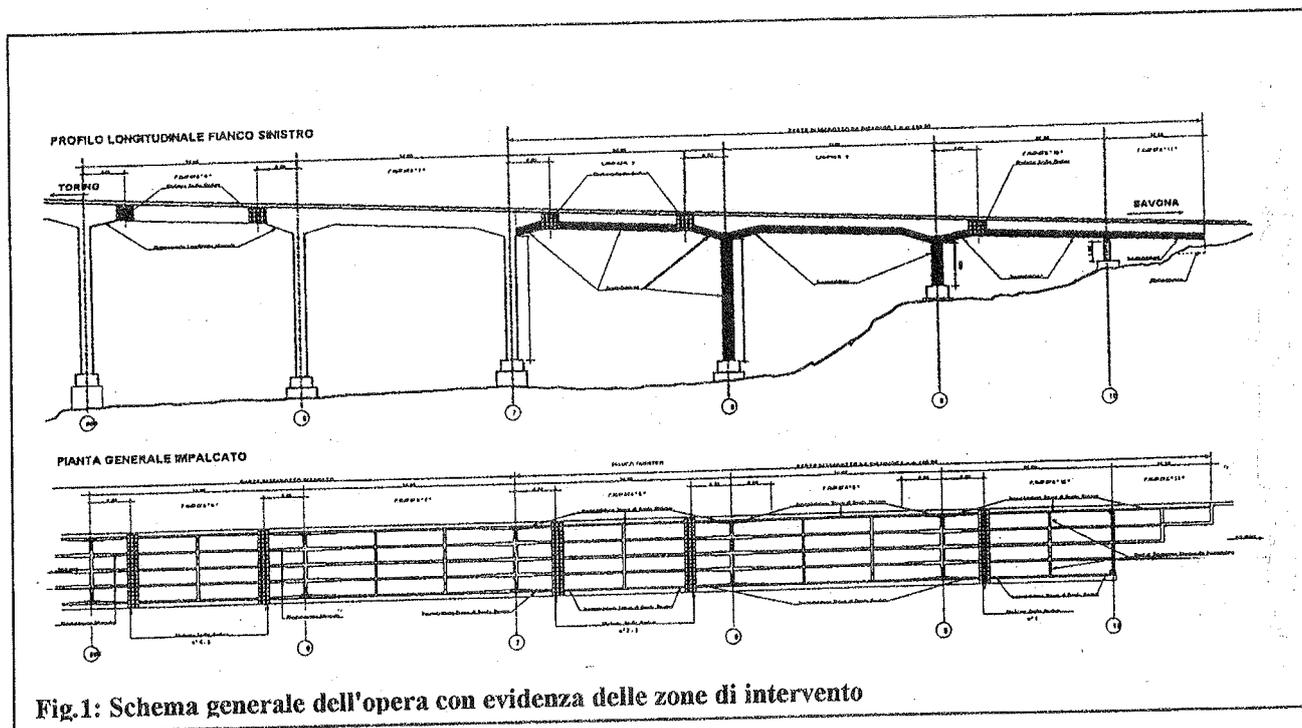
Nella memoria è presentata la sequenza degli interventi previsti ed anche una applicazione sperimentale di riqualificazione strutturale di alcuni elementi con impiego di materiali compositi a base di fibre di carbonio.

**SUMMARY**

The Highway Turin-Savona retrofitting program foresees the doubling of the carriageways so that the old one two way layout will become one way only.

Zemola Viaduct is a classic example of very high degraded structure that the retrofitting program needs to re-classify, making it functionally and efficiency homogeneous to the structures of the new doubling carriageway.

In the report are described the sequence of interventions and also an experimentally application of fibre reinforced materials to obtain the reinforcement and re-qualification of structure elements.



**Fig.1: Schema generale dell'opera con evidenza delle zone di intervento**

### 1) SITUAZIONE DELL'OPERA

Il viadotto Zemola è una struttura realizzata completamente in cemento armato, con una tipologia costruttiva tipica degli anni 50: travi e trasversi gettati in opera con spessori sottili, pile reticolari, impiego di sedie Gerber, giunti non attrezzati.

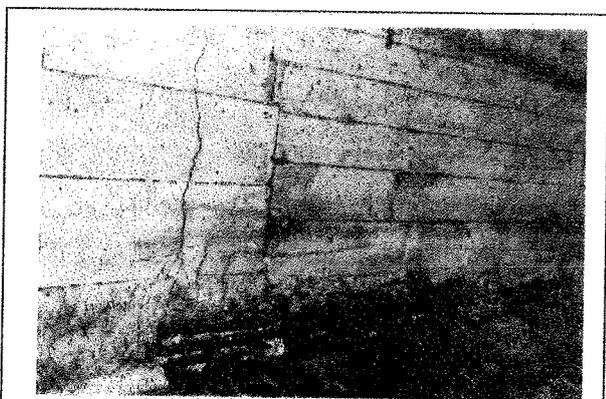
Gli ammaloramenti generalizzati dei calcestruzzi sono da imputarsi al cospicuo e persistente dilavamento delle strutture da parte di acque aggressive e meteoriche, ed alla eccessiva permeabilità dei calcestruzzi medesimi.

Le zone più penalizzate sono state quelle più esposte ai percolamenti: le travi di bordo, con particolare intensità nelle zone in corrispondenza degli scarichi delle acque, sotto i giunti, che sono privi di dispositivi di tenuta e fortemente permeabili, con copiosi dilavamenti nelle sedi degli appoggi, sedie gerber trasversi di testata e quindi strutture di pila.

I ferri di armatura, spesso insufficientemente avvolti, raggiunti dall'acqua, dai sali aggressivi in soluzione e dall'ossigeno atmosferico, risultavano fortemente ossidati, con conseguente aumento di volume e successiva riduzione della sezione per sfaldamento.

Questo fenomeno ha provocato prima la fessurazione dei calcestruzzi di copertura, soprattutto in zone scarsamente confinate, come gli spigoli, e successivamente il distacco, con caduta al suolo, di strati corticali, lasciando le armature scoperte ed esposte al successivo accelerato processo di residuo degrado.

Tali fenomeni sono stati accentuati nelle zone di maggiore dilavamento: travi di bordo, sedie Gerber (sprovviste di giunti), zone in corrispondenza degli scarichi delle acque.



**Foto n.1: Ammaloramento di trave di bordo**  
- lesioni  
- armatura completamente scoperta

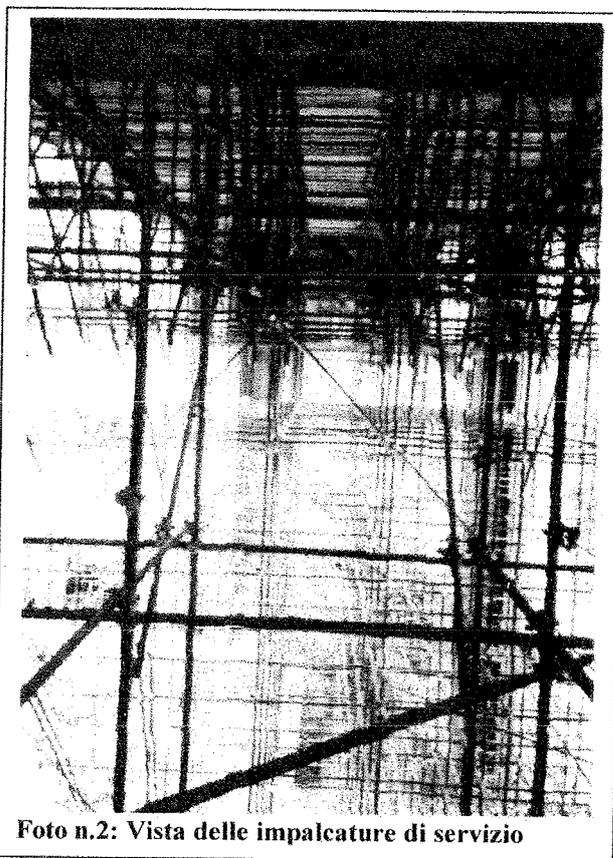
In tali zone sono stati dunque eseguiti gli interventi più sostanziali, mentre per le altre ci si è limitati ad un ripristino superficiale e protezione.

### 2) SITUAZIONE LOGISTICA DEL CANTIERE

Il viadotto Zemola è situato in una zona di raccordo tra sede a due carreggiate e sede ad una carreggiata a doppio senso, con una situazione di traffico talmente delicata da non permettere praticamente alcuna disponibilità della sede stradale come area di servizio per i lavori.

La parte sottostante il viadotto poi, risultava inaccessibile ed a forte pendenza trasversale; l'unica zona disponibile era una angusta piazzola di sosta prima della spalla Savona, sulla quale è stato impostato il cantiere, con la sola possibilità di rifornimenti a mano alle aree di lavoro.

L'impossibilità di usufruire della sede stradale ha quindi suggerito di creare i piani di lavoro sottostanti il viadotto, con imponenti ponteggiature fisse montate dal basso.



**Foto n.2: Vista delle impalcature di servizio**

Se a questo si aggiunge la contemporaneità dei lavori di ripristino con quelli di raddoppio della carreggiata, eseguiti da altra impresa ed insistenti sulle medesime aree, si capisce come questo cantiere abbia dovuto scontare una situazione di notevole difficoltà.

### 3) TIPOLOGIE DI INTERVENTI

In ordine di importanza gli interventi di risanamento si possono così raggruppare:

### 3.1) RS

- Asportazione mediante idrodemolizione di strati corticali di cls in fase di distacco o comunque ammalorati in zone localizzate
- Ravvivatura superficiale di cls mediante sabbiatura
- Sabbiatura a metallo bianco dell'armatura metallica eventualmente sffiorante.
- Depolverizzazione
- Trattamento antiossidante delle armature metalliche con inibitori di corrosione
- Ripristino a raso con malta di resina epossidica.
- Protezione superficiale: mano di fondo epossidica + mano intermedia epossidica + mano di finitura poliuretanaica.

### 3.2) RM

- Asportazione mediante idrodemolizione di strati corticali di cls in fase di distacco o comunque ammalorati in zone localizzate
- Ravvivatura superficiale di cls mediante sabbiatura
- Sabbiatura a metallo bianco dell'armatura metallica
- Depolverizzazione
- Trattamento antiossidante delle armature metalliche con inibitori di corrosione
- Eventuale posa in opera di rete elettrosaldata diam  $\phi$  3 mm maglia 5x5 con eventuale tassellaggio di densità  $\geq n^{\circ}$  6/mq.
- Ripristino a raso con malta reoplastica a ritiro compensato delle parti asportate o mancanti.
- Protezione superficiale: mano di fondo epossidica + mano intermedia epossidica + mano di finitura poliuretanaica.

### 3.3) RT

- Asportazione mediante idrodemolizione di strati corticali di cls in fase di distacco o comunque ammalorati in zone localizzate
- Ravvivatura superficiale di cls mediante sabbiatura
- Sabbiatura a metallo bianco dell'armatura metallica
- Depolverizzazione
- Eventuale riposizionamento o integrazione di armature

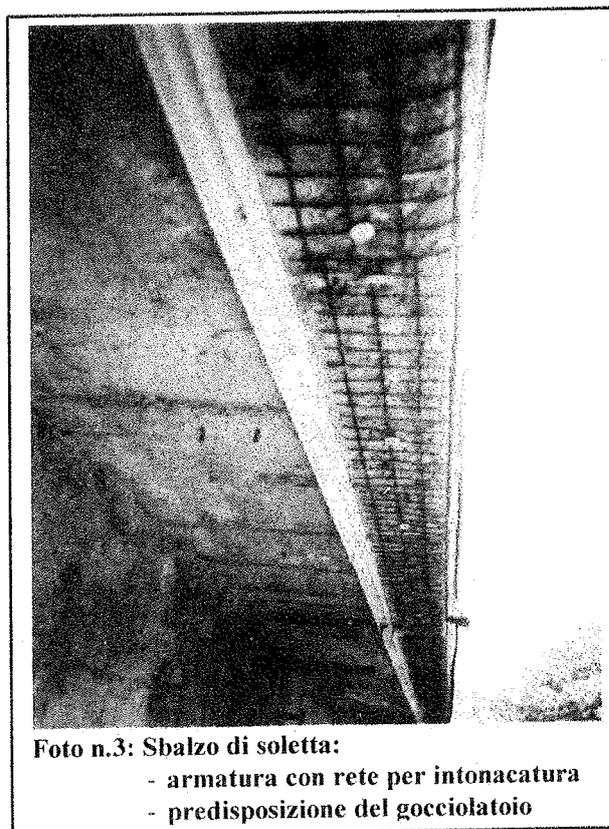


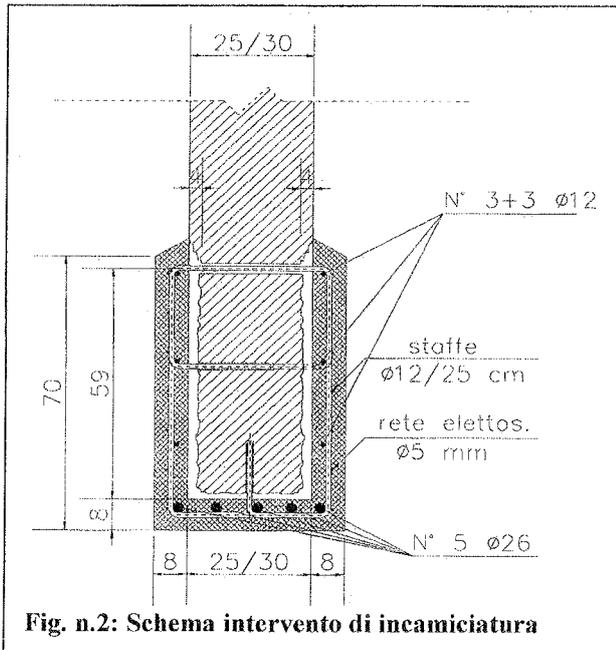
Foto n.3: Sbalzo di soletta:

- armatura con rete per intonacatura
- predisposizione del gocciolatoio

- Trattamento antiossidante delle armature metalliche con inibitori di corrosione
- Posa in opera sistematica di rete elettrosaldata diam  $\phi$  3 mm maglia 5x5 con tassellaggio di densità  $\geq n^{\circ}$  6/mq.
- Ripristino mediante camicia di intonaco eseguito anche in più strati con malta reoplastica a ritiro compensato di spessore non minore di cm 3.
- Protezione superficiale: mano di fondo epossidica + mano intermedia epossidica + mano di finitura poliuretanaica.

### 3.4) INCAMICIATURA (bulbo delle travi di bordo - pilastri)

- Asportazione mediante idrodemolizione di strati corticali per uno spessore medio di cm 4.
- Sabbiatura a metallo bianco dell'armatura metallica
- Depolverizzazione
- Trattamento antiossidante delle armature metalliche con inibitori di corrosione Esecuzione di fori per l'aggancio delle staffe e ganci da inghisare con resina epossidica.
- Posa di armatura aggiuntiva in acciaio Fe B 44 K e rete elettrosaldata.



**Fig. n.2: Schema intervento di incamiciatura**

- Idonea casseratura per il getto.
- Getto di conglomerato cementizio reoplastico a stabilità volumetrica a ritiro compensato ( $R_{ck} \geq 50$  Mpa), avente uno spessore medio di cm 12 rispetto alla struttura idrodemolita (ringrosso di cm 8 circa della struttura originaria)
- Protezione superficiale: mano di fondo epossidica + mano intermedia epossidica + mano di finitura poliuretanic.



**Foto n.4: Intervento di incamiciatura del bulbo**

### 3.5) SEDIE GERBER

Trovandosi in grave stato di degrado ed ammaloramento hanno dovuto subire preventivi interventi di rinforzo e risanamento che hanno consentito di sollevare gli impalcati portati per mettere in opera i nuovi apparecchi d'appoggio.

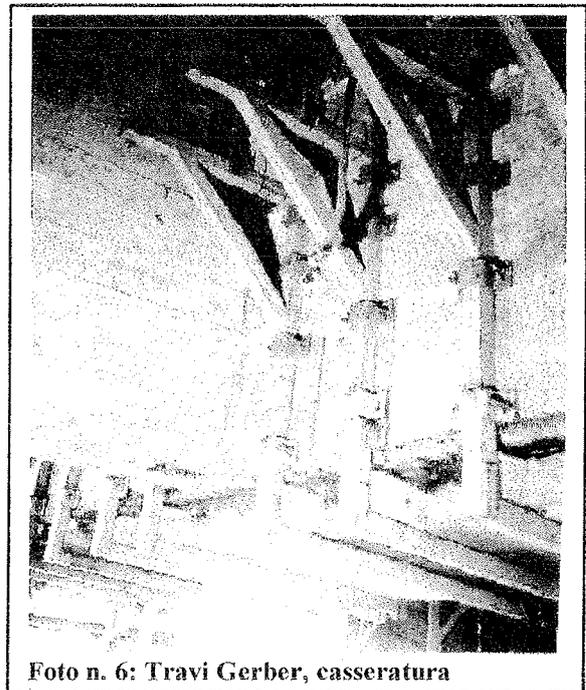


**Foto n.5: Mensola Gerber, stato del degrado.**

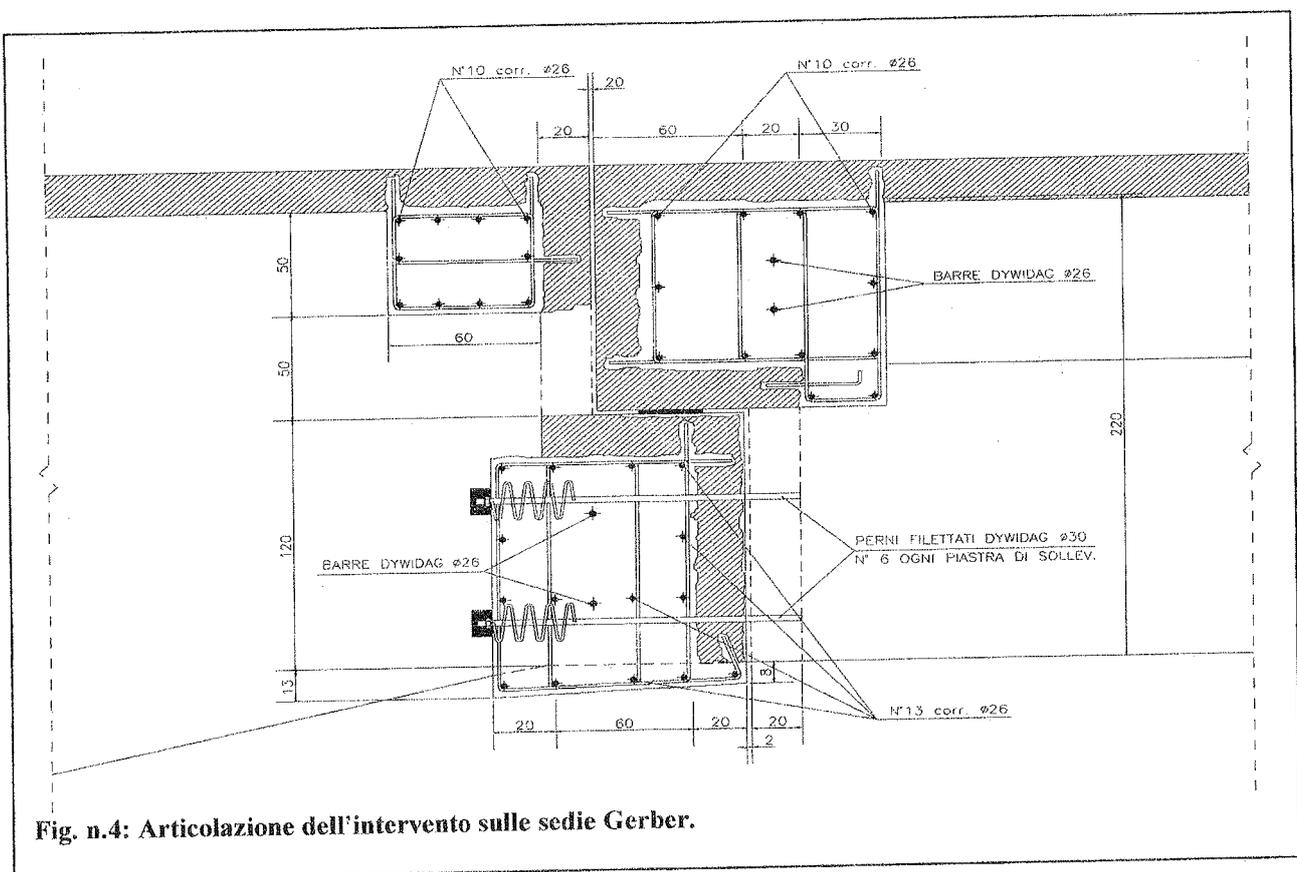
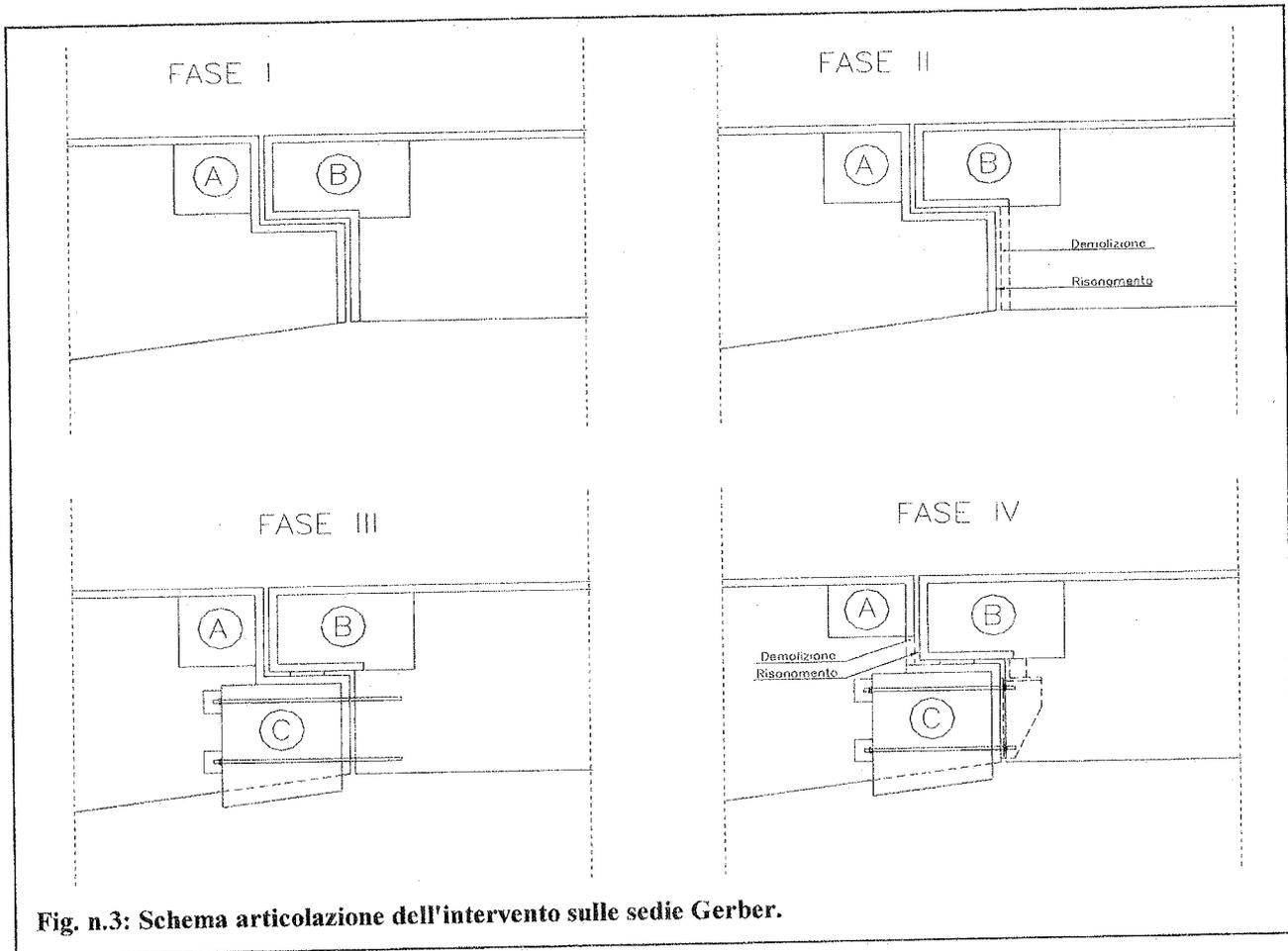
L'intervento si può riassumere nelle 4 fasi riportate nello schema della Fig.n.3 e n.4.

#### I FASE

- Costruzione del trasverso A di sostegno soletta
- Costruzione del trasverso B di rinforzo testata travi



**Foto n.6: Travi Gerber, casseratura**

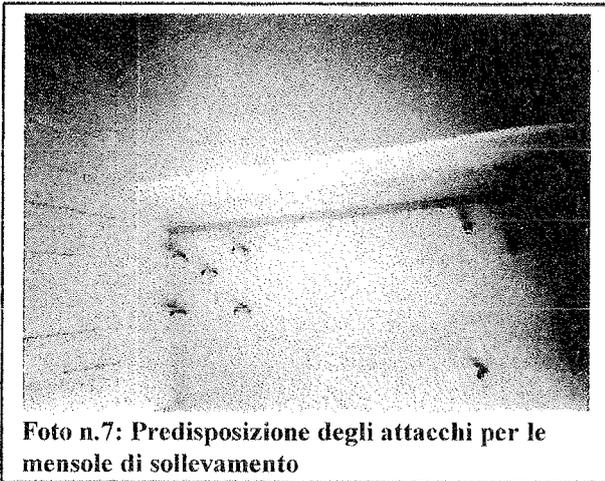


■ II FASE

- Demolizione parte inferiore trasverso di testata travi
- Risanamento parte inferiore trasverso di testata travi

■ III FASE

- Costruzione del trasverso C di rinforzo sedia d'appoggio con barre Diwidag di supporto delle piastre metalliche di sollevamento



**Foto n.7: Predisposizione degli attacchi per le mensole di sollevamento**

■ IV FASE

- Demolizione parte superiore del trasverso di testata mensole
- Montaggio mensole provvisorie metalliche e martinetti
- Sollevamento impalcato (max cm 2 perché sotto traffico)



**Foto n.8: Sollevamento della Gerber**

- Pulizia delle sedi di appoggio
- Sostituzione degli apparecchi d'appoggio.



**Foto n.9: Sostituzione degli appoggi**

Dopo la protezione le strutture risultano pienamente ripristinate e riclassificate



**Foto n.10: Verniciatura delle superfici risanate**



**Foto n.11: Struttura ad intervento ultimato**

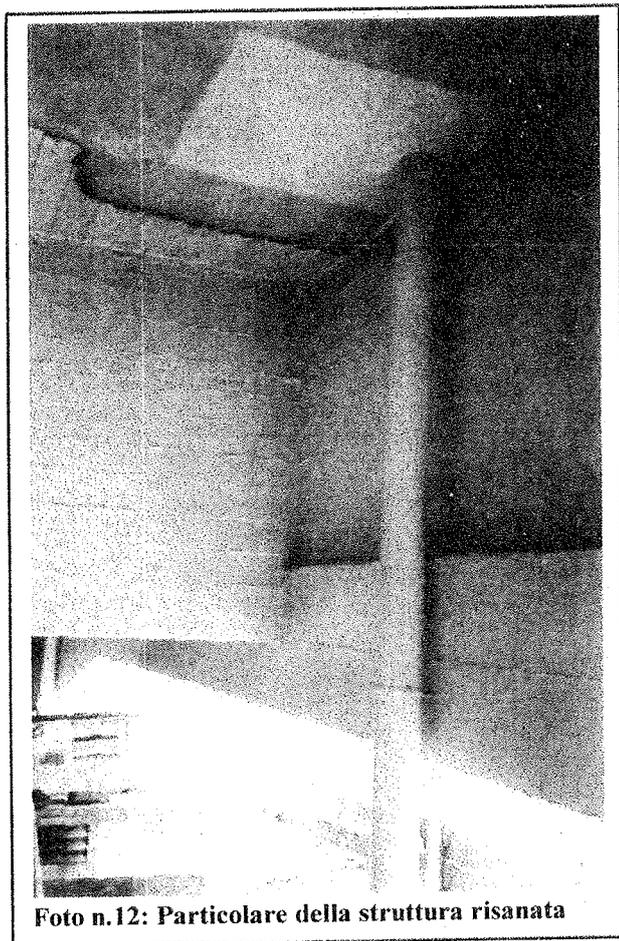


Foto n.12: Particolare della struttura risanata

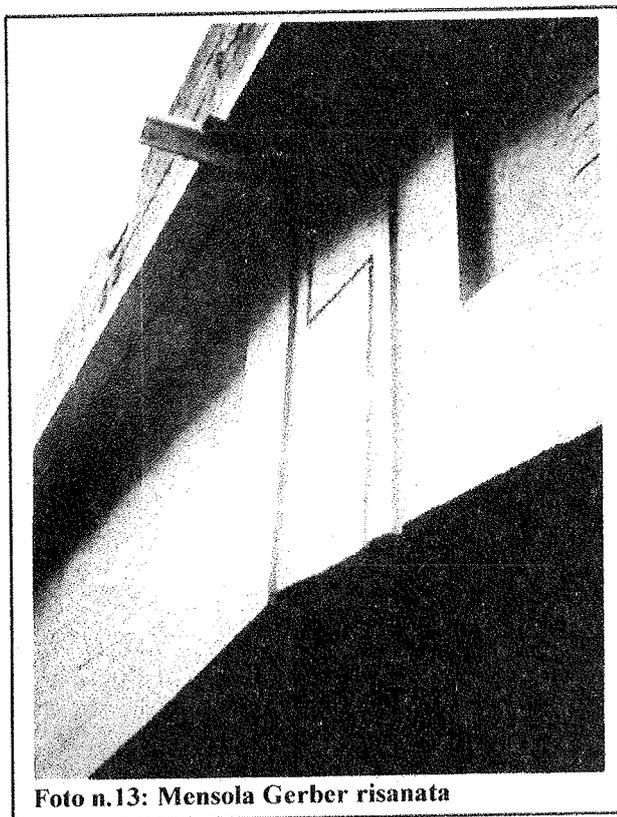


Foto n.13: Mensola Gerber risanata

### 3.6) RINFORZO DI STRUTTURE DI PILA CON IMPIEGO DI FIBRE DI CARBONIO

Nel corso dell'esecuzione del progetto di ripristino, stante il forte interesse che vanno sempre più assumendo i materiali compositi nella soluzione di problematiche di riqualificazione, è stato deciso di eseguire un intervento campione con l'impiego di teli in fibra di Carbonio in matrice di resina epossidica. L'obiettivo progettuale perseguito era quello di garantire almeno lo stesso risultato di riqualificazione previsto con interventi tradizionali.

L'intervento ha interessato alcuni elementi di una pila, per i quali era prevista una incamiciatura (vedi punto 3.4).

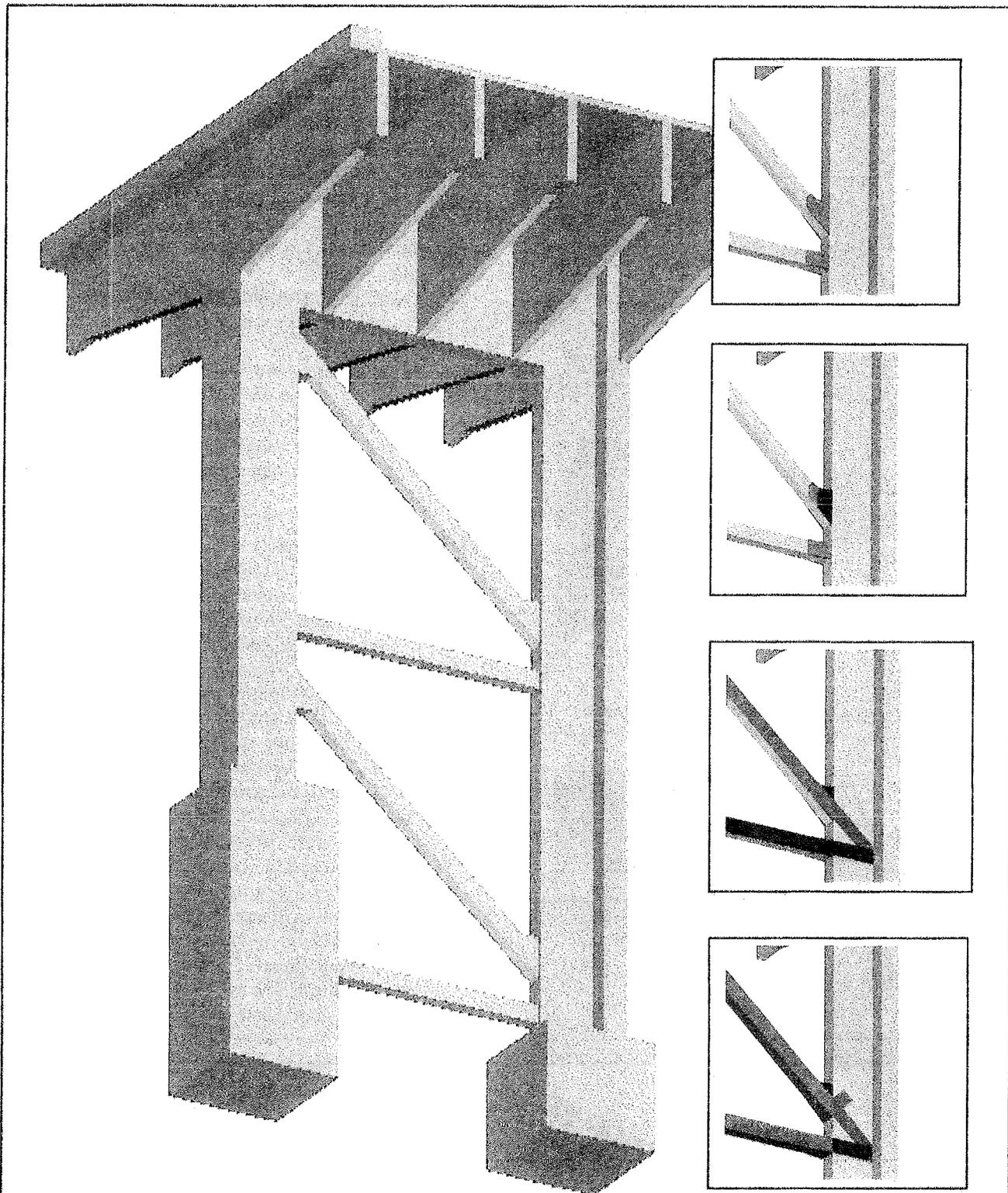
L'obiettivo operativo era invece quello di realizzare un confronto sul campo tra le due tecnologie per poter avere elementi valutativi di tipo oggettivo su cui poter pesare pregi e difetti e ottenere indicazioni utili per una migliore impostazione degli interventi di riqualificazione più in generale.

L'intervento è schematizzabile nelle seguenti fasi:

- Pulizia degli elementi strutturali, eseguita mediante leggera idrodemolizione.
- Regolarizzazione delle sezioni mediante intonacatura con malta reoplastica, per sanare delle irregolarità concentrate ed arrotondare gli spigoli vivi.
- Rasatura localizzata con stucco epossidico.
- Realizzazione di sguinci di raccordo, con malta reoplastica
- Applicazione a rullo di resine epossidiche.
- Stesa di strisce di fibre di carbonio sulle facce laterali, orientate come la dimensione maggiore dell'elemento strutturale
- Applicazione a rullo di resine epossidiche.
- Fasciatura di cerchiaggio con strisce di fibre di carbonio, orientate in senso ortogonale alle precedenti.
- Applicazione a rullo di resine epossidiche.
- Protezione finale con vernice poliuretana.

L'intervento, nel caso specifico, è consistito in una applicazione limitata, ed è stato proposto, da un lato dell'Impresa, dall'altro accettato dalla D.L., peraltro già esperta di questa tecnica innovativa, come soluzione strutturalmente migliorativa rispetto alla prevista incamiciatura, e come interessante proposta di sperimentazione al vero, in vista di possibili applicazioni future in situazioni anche differenti da quella interessata.

Dall'esame critico dell'intervento sono emerse, o meglio sono state confermate, sia le ombre, che gli



**Fig. n.5: Intervento di riqualificazione in materiale composito. Elemento strutturale rinforzato e sequenza delle fasi di posa.**

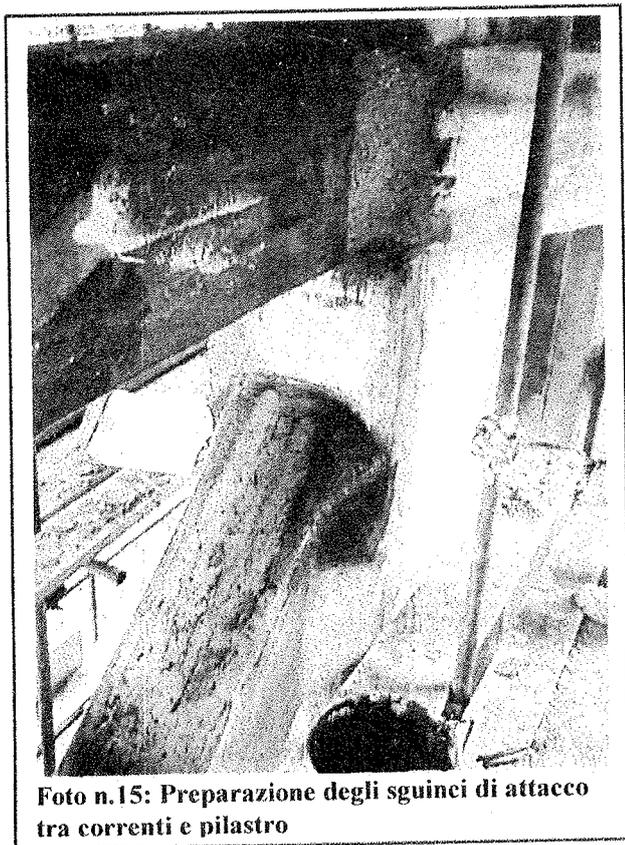
- 1 - Realizzazione degli sguinci di raccordo tra diagonale e montante.
- 2 - Confinamento a compressione dell'angolo acuto.
- 3 - Rinforzo a trazione dei correnti.
- 4 - Fasciatura di confinamento trasversale.

indubbi vantaggi di carattere generale e puntuale.



**Foto n.14: Stato del tessuto in Carbonio prima dell'applicazione**

L'unico reale aspetto che risulta ancora di freno all'applicazione risiede nella onerosità del materiale fibroso e ciò in particolare quando si ricorre all'impiego del Carbonio. Ciò non di meno l'economia di cantiere che si ottiene è solitamente tale da recuperare le disconomie rispetto alle tecniche tradizionali, se non addirittura, in particolari condizioni, da ricondurre a costi minori. In altri casi poi, per le sue peculiari caratteristiche, può rappresentare l'unica soluzione economicamente percorribile.

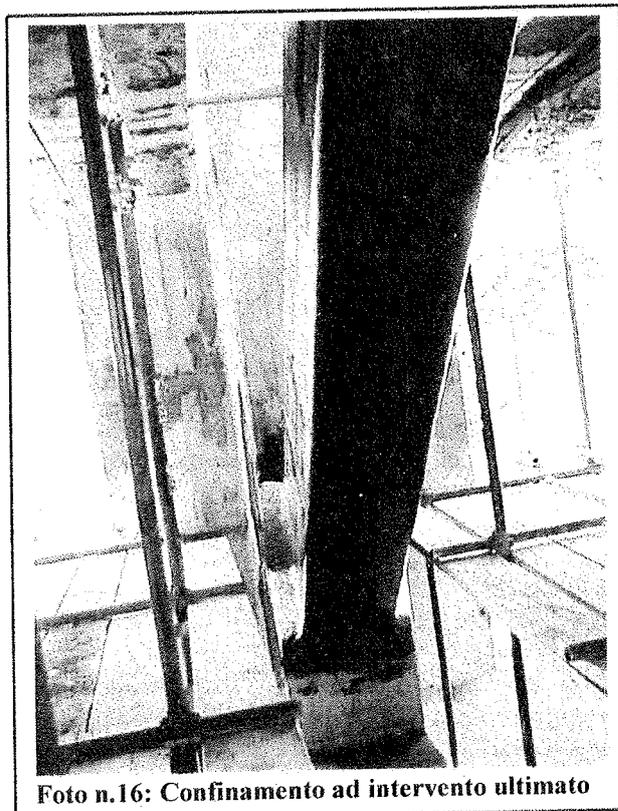


**Foto n.15: Preparazione degli sgueinci di attacco tra correnti e pilastro**

Genericamente tra gli espliciti aspetti positivi possono annoverarsi i seguenti.

- La riqualificazione della struttura per quanto riguarda le sue caratteristiche statiche, può essere facilmente calibrata e quindi puntualmente ottimizzata in base agli input progettuali.

- Solitamente questo tipo di intervento ha un effetto di confinamento molto più diffuso ed uniforme di quello tradizionale.



**Foto n.16: Confinamento ad intervento ultimato**

- La riqualificazione della struttura è efficacissima e definitiva sia dal punto di vista strutturale, che di tipo ambientale.

- Ne consegue quindi una elevata garanzia di durabilità, sia strutturale, che conservativa, in quanto conferisce inattaccabilità ed impermeabilità agli agenti aggressivi esterni.

- La leggerezza comporta due ordini di vantaggi, uno strettamente strutturale (minore carico sulle strutture di supporto, che si traducono in evidenti vantaggi nel caso di strutture in zone sismiche), l'altro strettamente operativo (estrema facilità di posa in opera con forti economie di cantiere sia nelle attrezzature, che nei tempi di posa → l'intervento può essere agevolmente effettuato anche senza l'uso di ponteggi fissi, ma con strutture leggere o by-bridge).



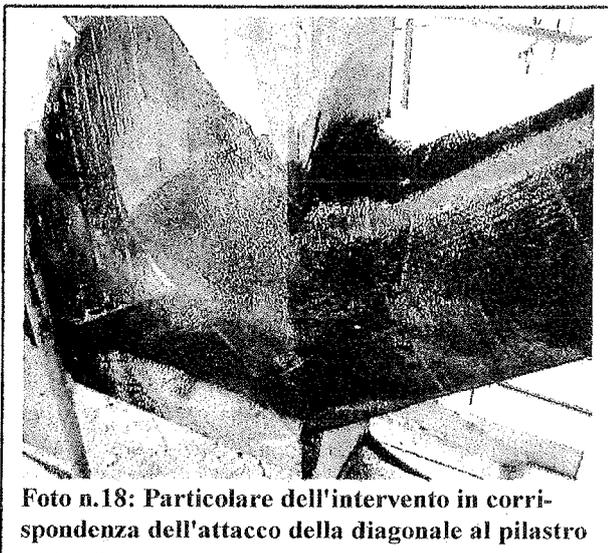
**Foto n.17: Una fase della posa del rinforzo**

■ L'ingombro limitato del rinforzo.

Le esperienze maturate e le considerazioni su esposte sono state molto influenti sulla scelta della tecnologia di intervento per una applicazione decisamente più importante, programmata per il ripristino di un'opera d'arte nel quadro dei lavori di potenziamento del Grande Raccordo Anulare di Roma. L'opera riveste un grande ruolo strategico ed è in posizione articolatamente interconnessa con il circuito stradale.

Si tratta del sovrappasso della via Casilina, per il quale è stato proposto, ed accettato per i vantaggi mostrati, il totale ripristino con fibre di carbonio, nella quantità di circa 1.300 mq di telo, applicate con la tecnica del multi-strato.

In questo caso tipico, il forte condizionamento è stato determinato dal traffico imponente, che ha compresso i tempi d'intervento solo nelle ore notturne richiedendo il totale ripristino dell'agibilità delle sedi nelle ore diurne. Inoltre, trattandosi di un sovrappasso con franchi d'altezza limitati, si è rivelato importantissimo il ri-



**Foto n.18: Particolare dell'intervento in corrispondenza dell'attacco della diagonale al pilastro**

dotto ingombro che le strutture di rinforzo dovevano avere ad intervento ultimato.

# RUOLO DELLA DUTTILITÀ E DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI SUL COMPORTAMENTO DI ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

**Pier Giorgio DEBERNARDI**

Professore Associato, Politecnico di Torino

**Maurizio TALIANO**

Dottore di Ricerca, Politecnico di Torino

## SOMMARIO

Resistenza e duttilità sono requisiti fondamentali delle strutture di calcestruzzo armato ed entrambe concorrono a definire la sicurezza della costruzione. Queste caratteristiche, che dipendono in modo importante dai materiali e dalle disposizioni costruttive, devono essere confermate dal comportamento sperimentale con prove fino a rottura. Sovente infatti si verificano rotture precoci, di tipo fragile dovute ad inaccuratezza dei dettagli costruttivi. A questo proposito è stata effettuata una campagna sperimentale su travi continue soggette a cedimenti vincolari in cui si sono evidenziate alcune cause che riducono la duttilità della struttura.

## SUMMARY

Strength and ductility are fundamental requirements in reinforced concrete structures and they both play a decisive role in defining the safety of a construction. These characteristics, depending to a considerable extent on the materials and the design provisions, are clearly borne out by tests on structural behavior conducted up to failure. In fact, early failures often occur because detailing provisions are not sufficiently considered. In this connection, a testing campaign was conducted on continuous beams subjected to settlements of the restraints.

## 1. INTRODUZIONE

Resistenza e duttilità sono requisiti fondamentali delle strutture di calcestruzzo armato ed entrambe concorrono a definire la sicurezza delle costruzioni.

La duttilità, intesa come capacità di avere deformazioni in campo plastico senza perdita di resistenza, è indispensabile nelle strutture iperstatiche per consentire la redistribuzione degli sforzi interni, per resistere a deformazioni impresse dovute a variazioni termiche e cedimenti vincolari, per dissipare energia in presenza di sollecitazioni cicliche (ad esempio, nel corso di un evento sismico), per segnalare l'avvicinarsi di una situazione di rottura.

Il comportamento duttile della struttura in presenza

di azioni statiche è evidenziato dall'applicazione di deformazioni impresse, quali ad esempio i cedimenti vincolari, tali da comportare ampie deformazioni plastiche necessarie per la congruenza e la compatibilità coi vincoli. In queste situazioni è allora significativo valutare la diminuzione della capacità portante della struttura. La resistenza, in presenza di ampie deformazioni in campo plastico, dipende dalle caratteristiche dei materiali (in particolare, per quanto riguarda l'acciaio, dalla deformazione  $\epsilon_u$  per il carico massimo e dal rapporto tra la tensione di rottura e quella di snervamento  $f_t/f_y$ ), dalla disposizione delle armature e dalla definizione dei particolari costruttivi.

Nel seguito si farà riferimento ad alcuni risultati emersi da prove di laboratorio, in particolare ad una

serie di dieci travi continue sottoposte a carichi e a cedimenti vincolari. Quando non si sono verificati dei dissesti locali dovuti a carenze nelle disposizioni costruttive il comportamento sperimentale è stato bene simulato fino a rottura da un'analisi non lineare che tiene conto del reale comportamento dei materiali.

## 2. SPERIMENTAZIONE E MODELLAZIONE TEORICA

### 2.1 Materiali e disposizioni costruttive

L'indagine è stata condotta su dieci travi continue su tre appoggi, simmetriche, con campate di luce 3.00 m e con snellezza  $L/H = 10$ . Cinque di esse avevano sezione rettangolare di dimensioni 200x300 mm, cinque avevano sezione a doppio T inscrivibile in un rettangolo 200x300 mm e un'anima di larghezza  $b_w = 100$  mm.

Ai lembi superiore e inferiore le travi sono armate con cinque barre  $\varnothing 14$  mm.

L'armatura trasversale è costituita da staffe verticali  $\varnothing 8$  mm con passo rispettivamente di 200 e 140 mm per le travi rettangolari e quelle a doppio T.

Le caratteristiche geometriche delle travi e i rispettivi quantitativi di armatura sono mostrati nella figura 1.

La designazione delle travi è avvenuta indicando TC per trave continua, R per trave rettangolare, T per trave a doppio T seguiti da un numero variabile da 1 a 5. Ad esempio la prima trave della serie "travi rettangolari" viene indicata con la sigla TCR1.

Sono state impiegate barre ad aderenza migliorate di acciaio laminato a caldo mediante processo Tempcore. Le caratteristiche meccaniche medie dell'acciaio risultano

$$\begin{aligned} f_{ym} &= 537 \text{ N/mm}^2 \\ f_{tm} &= 619 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_{su} &= 10.2 \% \\ f_{tm} / f_{ym} &= 1.15 \end{aligned}$$

tipiche di un acciaio di alta duttilità.

Il calcestruzzo è stato confezionato con aggregati di diametro massimo 16 mm. La resistenza cubica  $R_{cm}$  a 28 giorni è risultata di  $51.3 \text{ N/mm}^2$ .

### 2.2 Modalità di prova

Lo schema statico di trave continua a due campate di uguale luce è stato realizzato con una cerniera cilindrica sull'appoggio centrale B e due appoggi laterali A, C che consentono lo scorrimento laterale (figura 2).

L'appoggio C è stato realizzato con un pendolo strumentato con estensimetri elettrici in modo da poter determinare il valore della reazione sulla base di una taratura precedente.

Il vincolo A è stato realizzato ancora con un sistema a pendolo costituito dal pistone di una macchina idraulica servo - controllata MTS di portata 250 kN. Tale apparecchiatura consentiva sia di valutare la reazione dell'appoggio (mediante il dinamometro posto in asse all'attuatore) che di imporre il cedimento vincolare  $\delta$  in controllo di spostamento.

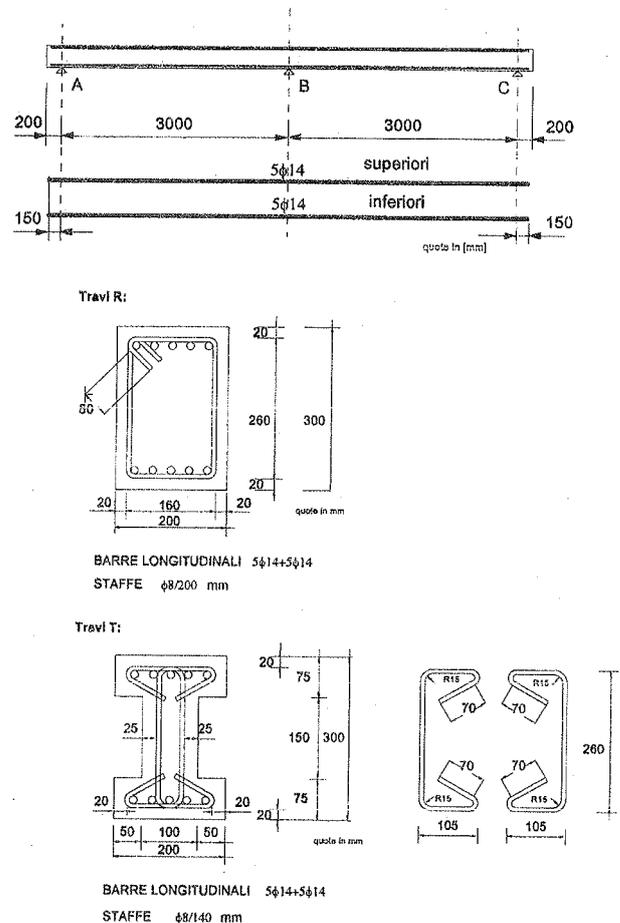


Figura 1 - Geometria delle travi e delle armature.

Il carico è stato applicato in modo simmetrico nella mezzeria delle due campate, in controllo di spostamento, mediante una seconda attrezzatura idraulica MTS di portata 500 kN ed è stato trasferito alla struttura di calcestruzzo armato mediante una traversa metallica. Anche in questo caso il carico applicato è stato misurato mediante un dinamometro posto in serie all'attuatore.

Le deformazioni medie sono state determinate mediante ventisei estensimetri potenziometrici posti a livello delle armature longitudinali superiori e inferiori, precisamente a 35 mm dal bordo esterno più vicino della trave. La lunghezza di ogni base di misura era di 400 mm. Gli spostamenti verticali sono stati rilevati mediante cinque flessimetri potenziometrici disposti

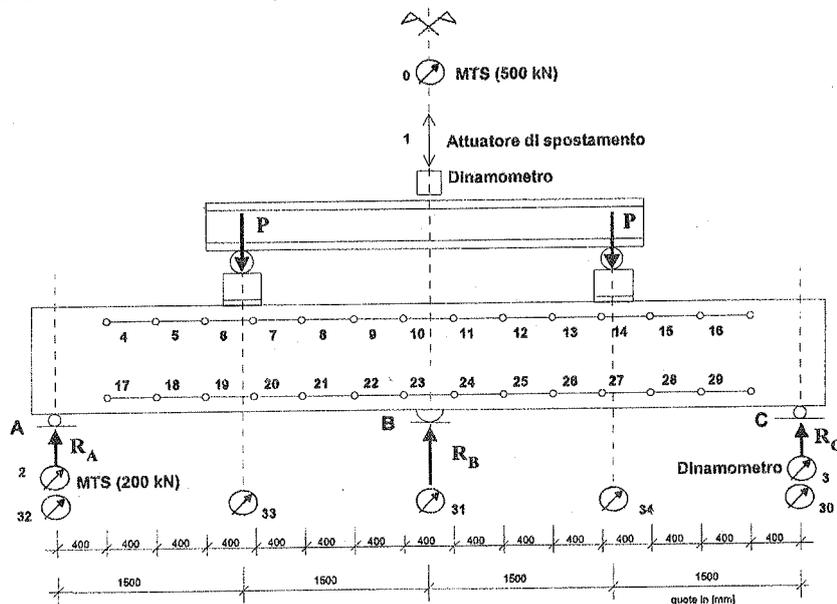
nella mezzeria delle campate e sugli appoggi. (figura 2)

Il programma sperimentale prevedeva di applicare un carico crescente fino a un livello prefissato, quindi di imporre il cedimento ad un appoggio esterno e infine di pervenire a rottura con un incremento ulteriore del carico.

Le prove sono state effettuate in controllo di corsa

del martinetto con uno spostamento verticale di 0.01-0.03 mm/s fino allo snervamento delle armature e, successivamente, di 0.02-0.06 mm/s.

Nelle tabelle 1.a e 1.b si riporta la successione delle varie fasi di prova.



2: MTS in controllo di spostamento

3: Dinamometro

4 ÷ 29: Estensimetri potenziometrici

30 ÷ 34: Trasduttori di spostamento

Figura 2 - Schema dell'attrezzatura impiegata. Posizione degli strumenti di misura:

Tipo di trave	I fase: carico crescente, cedimento nullo	II fase: carico costante, cedimento crescente	III fase: carico crescente, cedimento costante
TCR1	$P=0 \rightarrow P = 180 \text{ kN}$ ® $\delta = 0$	X	X
TCR2	$P=0 \rightarrow P = 90 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P \cong 90 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 271 \text{ mm}$	$P \cong 90 \rightarrow P = 158 \text{ kN}$ ® $\delta = 271 \text{ mm}$
TCR3	$P=0 \rightarrow P = 155 \text{ kN}$ ® $\delta = 0$	X	X
TCR4	$P=0 \rightarrow P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 195 \text{ mm}$ ®	X
TCR5	$P=0 \rightarrow P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 96 \text{ mm}$	$P = 125 \rightarrow P = 158 \text{ kN}$ ® $\delta = 96 \text{ mm}$

Tabella 1.a - Sequenza delle fasi di applicazione del carico e del cedimento (travi rettangolari).

$\delta$  = cedimento del vincolo A; ® = rottura della trave.

Tipo di trave	I fase: carico crescente, cedimento nullo	II fase: carico costante, cedimento crescente	III fase: carico crescente, cedimento costante
TCT1	$P=0 \rightarrow P = 170 \text{ kN}$ ® $\delta = 0$	X	X
TCT2	$P=0 \rightarrow P = 90 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P \cong 90 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 268 \text{ mm}$	$P \cong 90 \rightarrow P = 157 \text{ kN}$ ® $\delta = 268 \text{ mm}$
TCT3	$P=0 \rightarrow P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 275 \text{ mm}$	$P = 125 \rightarrow P = 153 \text{ kN}$ ® $\delta = 275 \text{ mm}$
TCT4	$P=0 \rightarrow P = 143 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P = 143 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 48 \text{ mm}$ ®	X
TCT5	$P=0 \rightarrow P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0$	$P = 125 \text{ kN}$ $\delta = 0 \rightarrow \delta = 108 \text{ mm}$ ®	X

Tabella 1.b - Sequenza delle fasi di applicazione del carico e del cedimento (travi a doppio T).  
 $\delta$  = cedimento del vincolo A; ® = rottura della trave.

### 2.3 Confronto tra i risultati sperimentali e la modellazione teorica

La modellazione teorica si basa su un calcolo non lineare in cui le caratteristiche dei materiali sono state assunte con i valori medi determinati sperimentalmente. Per quanto riguarda la relazione momento curvatura fino allo snervamento delle armature tese è stata adottata la relazione proposta dal CEB-FIP Model Code 1990 [1]. Nel campo plastico si è invece abbandonata tale formulazione perché dà luogo ad un comportamento poco duttile rispetto a quello sperimentale. È stato adottato un modello numerico messo a punto dagli autori in un lavoro precedente [2] e basato sulla sperimentazione di 44 travi di calcestruzzo armato. Tale modello tiene conto dell'effettiva deformazione del calcestruzzo compresso in funzione dell'altezza della zona compressa, dell'aderenza in campo plastico e dell'influenza del taglio nella determinazione della rotazione plastica.

Il calcolo teorico segue passo - passo le fasi della sperimentazione: ad ogni incremento del carico oppure del cedimento vincolare l'analisi teorica consente di individuare, mediante un procedimento di tipo iterativo, la distribuzione delle sollecitazioni interne tale da rispettare le condizioni di equilibrio e la compatibilità delle deformazioni.

#### 2.3.1 Travi con sezione rettangolare

In tutti i casi la rottura si è verificata nel tratto compreso tra il carico e l'appoggio intermedio in conseguenza di effetti localizzati nella zona di inversione di segno del momento flettente e connessi con la sollecitazione di taglio.

Nella trave TCR2 il carico è stato fatto crescere fino

a 90 kN, successivamente è stato imposto un cedimento su uno degli appoggi laterali fino a un valore massimo di 271 mm, quindi si è pervenuti a rottura con un ulteriore incremento del carico fino al valore massimo di 158 kN.

Nella figura 3 è riportato un confronto teorico - sperimentale relativo alle reazioni vincolari. Nel corso della prova esse aumentano in funzione del carico applicato fino al punto A (fase I), poi, per effetto del cedimento (fase II), si ha la diminuzione delle due reazioni laterali (che per l'equilibrio delle forze rimangono uguali) e l'incremento della reazione centrale. Questa fase comprende dapprima lo snervamento dell'armatura sull'appoggio centrale (punto Y), poi il raggiungimento del cedimento massimo (punto B). Nella fase III, infine, le reazioni vincolari crescono nuovamente al crescere del carico, ma con pendenze diverse da quelle osservate nella prima fase. La modellazione teorica segue con buona approssimazione le prime due fasi e si arresta poco prima del cedimento massimo ( $\delta_{\text{teor}} = 260 \text{ mm} < \delta_{\text{sper}} = 271 \text{ mm}$ ) per il raggiungimento del momento resistente sull'appoggio centrale.

Nella figura 4 viene riportato l'andamento della rotazione plastica, che si verifica sull'appoggio centrale, in funzione del momento applicato. In questo campo i risultati sono tradizionalmente molto dispersi, tuttavia in questo caso si osserva un buon accordo con il calcolo teorico.

Infine la figura 5 mostra il quadro fessurativo sull'appoggio intermedio con la diffusione a ventaglio delle fessure in condizioni prossime al collasso. Nella zona di massimo taglio l'inclinazione delle fessure è confrontabile con quella prevista dal calcolo teorico. Dalla figura si nota che la rottura si è verificata con il distacco del copriferro delle barre superiori e inferiori

nella zona di inversione del segno del momento flettente.

Esso è dovuto alle seguenti circostanze:

- le tensioni tangenziali di aderenza tra armatura e calcestruzzo risultano elevate (bond - splitting del calcestruzzo);
- al livello delle armature l'area di calcestruzzo che assorbe gli sforzi trasversali di trazione indotti dall'aderenza è notevolmente ridotta dalla presenza delle armature;
- il calcestruzzo di ricoprimento non confinato dalle armature è soggetto ad elevati sforzi di

compressione.

Un comportamento analogo si è verificato anche per la trave TCR5 ove il cedimento del vincolo è stato imposto in presenza di un carico di 125 kN. Esso è stato gradualmente incrementato fino a 96 mm e successivamente, si è pervenuti a rottura incrementando ulteriormente il carico fino a 158 kN. Anche in questo caso la rottura si è verificata con il distacco del calcestruzzo di ricoprimento dell'armatura longitudinale sia superiore che inferiore nella zona compresa tra i punti di applicazione dei carichi e l'appoggio centrale.

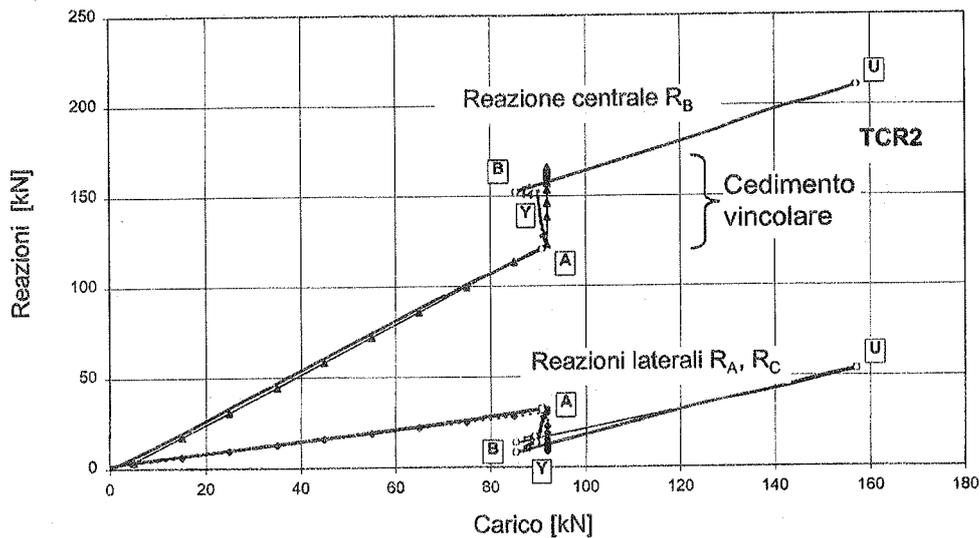


Figura 3 - Trave TCR2. Diagramma carico - reazioni.  
(linee spesse = dati sperimentali; linee con indicatori = risultati teorici)

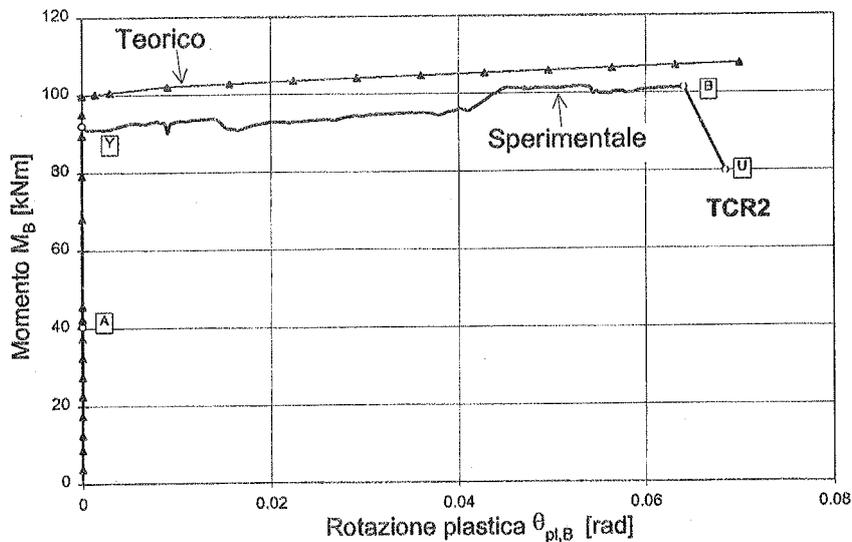


Figura 4 - Trave TCR2. Diagramma momento - rotazione plastica sull'appoggio centrale.  
Andamenti sperimentale e teorico.

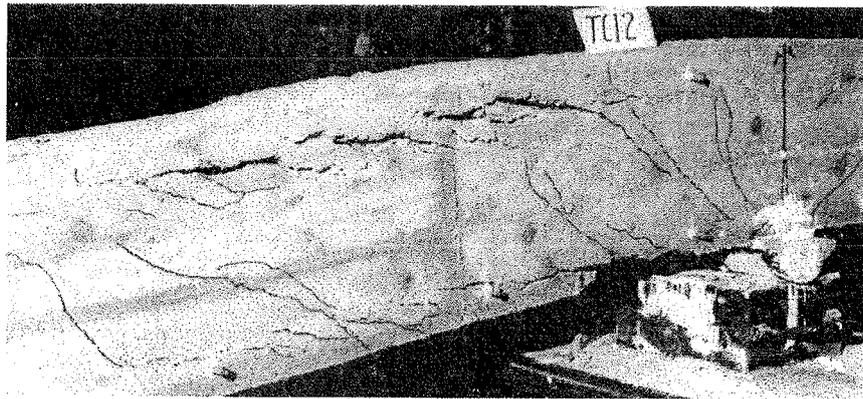


Figura 5 – Trave TCR2. Zona dell'appoggio centrale in condizioni di rottura.

In entrambi i casi la struttura manifesta un comportamento duttile con una rotazione plastica sull'appoggio centrale superiore a  $60/1000$  di radianti, in accordo con le previsioni teoriche.

Nella trave TCR4 il carico è stato incrementato fino al valore di 125 kN e, successivamente, si è imposto un cedimento sull'appoggio laterale giungendo alla rottura per un valore di 195 mm. La duttilità della struttura consente di sopportare il cedimento vincolare e la simulazione numerica (che non tiene conto di eventuali fenomeni locali) risulta in buon accordo con i dati sperimentali fino alla rottura. Nella figura 6.a è riportato l'andamento teorico e sperimentale del momento flettente in campata e sull'appoggio intermedio, mentre nella figura 6.b è riportato l'andamento del taglio nella zona di inversione del segno del momento. La rottura è ancora associata al distacco del calcestruzzo di

ricoprimento dell'armatura longitudinale e ad effetti locali nella zona di inversione del momento flettente. A causa della formazione di una fessura compresa tra due staffe consecutive (figura 7), non intercettata da alcuna armatura d'anima, il taglio era praticamente sopportato dall'effetto spinotto e ha raggiunto il valore di 100 kN, pari a circa il 60% della resistenza a taglio prevista dal metodo dell'inclinazione variabile delle bielle.

Il comportamento della trave TCR4 conferma la complessità di interpretare il meccanismo resistente nella zona di inversione del segno del momento flettente ove manca un effettivo corrente compresso: per effetto dell'inclinazione delle fessure il corrente superiore e quello inferiore sono contemporaneamente fessurati e innescano una superficie di rottura con inclinazione di circa  $55^\circ$ .

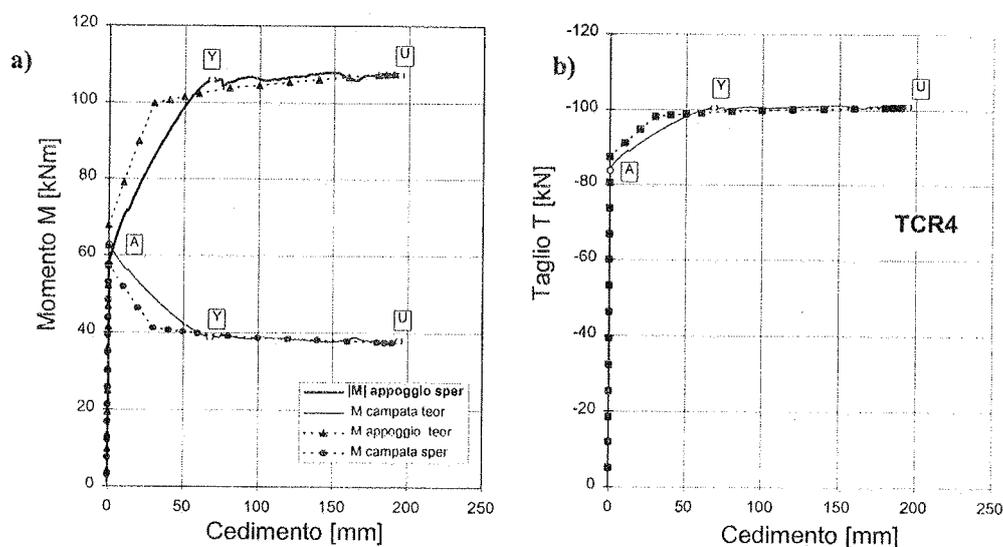


Figura 6 - Trave TCR4. Diagramma sollecitazioni (momento, taglio) – cedimento.

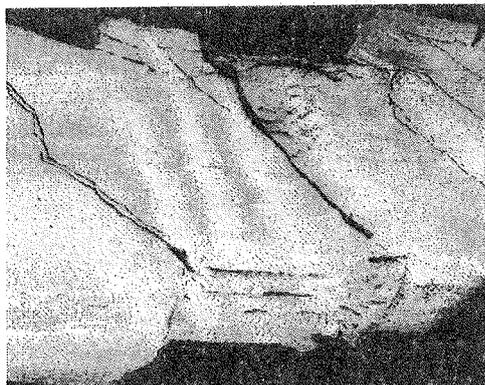


Figura 7 – Trave TCR4. Zona di rottura vista dal basso.

Per quanto riguarda le travi TCR1 e TCR3 la prova si è svolta aumentando il carico fino a rottura, senza l'applicazione di cedimenti vincolari.

Nel caso della trave TCR1 la rottura si è verificata per un carico di 180 kN a causa del distacco del calcestruzzo di ricoprimento delle barre longitudinali. In questo caso la fessura di taglio nella zona di collasso interessava due staffe che non sono pervenute a rottura.

I risultati sperimentali sono sensibilmente coincidenti con la modellazione numerica fino al carico sperimentale massimo (figura 8). Tuttavia il calcolo teorico fornisce un più elevato valore del carico di rottura, in quanto non tiene conto delle crisi locali, né delle interazioni del taglio sul comportamento locale.

Ancora più accentuato è l'effetto locale per la trave TCR3 in cui la rottura è avvenuta per un carico assai minore del precedente, pari a 155 kN e un taglio di 100 kN pari a circa il 60% della resistenza media prevista dal metodo delle bielle a inclinazione variabile. In questo caso, oltre al distacco del calcestruzzo di ricoprimento delle barre longitudinali, si è verificato nella zona di inversione del segno del momento

flettente, per un taglio pari a 100 kN, lo strappo dell'unica staffa che attraversa la fessura inclinata di taglio (fig. 9).

Questo risultato conferma quanto già indicato da altri ricercatori circa l'opportunità di considerare con prudenza i risultati delle verifiche a taglio nelle zone di inversione del momento flettente. In questa zona, infatti, il corrente compresso si inclina passando dall'estradosso verso l'intradosso della trave, per cui le deformazioni di trazione che compaiono ai correnti tesi di campata e di appoggio, rispettivamente inferiore e superiore, si estendono ben oltre il punto di flesso della deformata o punto neutro dei momenti, in una zona di ampiezza pari a circa due volte l'altezza della trave. Questo aspetto va preso in conto incrementando ulteriormente il prolungamento dell'armatura longitudinale già previsto per tenere conto del comportamento a traliccio della trave. Nella zona di momento nullo i dati sperimentali suggeriscono di aumentare del 50% la quantità  $a_1$  di traslazione dei diagrammi di momento positivo e negativo e ridurre il passo delle staffe.

Il fatto che nella trave TCR1 la fessura inclinata, nella zona di massimo taglio, è intersecata da due staffe mentre nella trave TCR3 è intersecata da una staffa e che il suo strappo determina la rottura della trave porta ad una semplice considerazione sul calcolo dell'armatura d'anima. Sovente, infatti, fissato il valore dell'angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse, dalle formule basate sul traliccio di Ritter-Mörsch si ricava il rapporto  $A_{sw} / s$  tra l'area resistente di una staffa e il passo  $s$ , per cui il numero  $n$  di staffe inclinate di  $\alpha$  che attraversano la fessure è dato da

$$n = \frac{0.9 d (\cot\theta + \cot\alpha)}{s}$$

essendo  $d$  l'altezza utile della sezione.

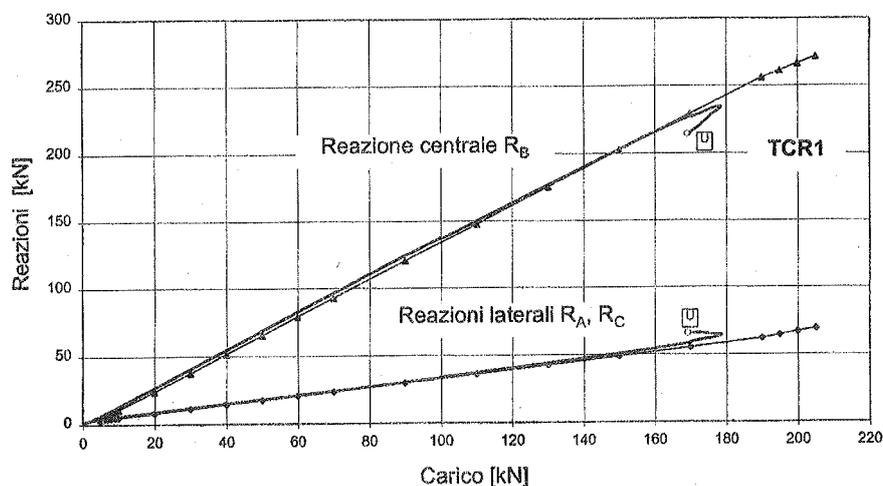


Figura 8 - Trave TCR1. Diagramma carico - reazioni.

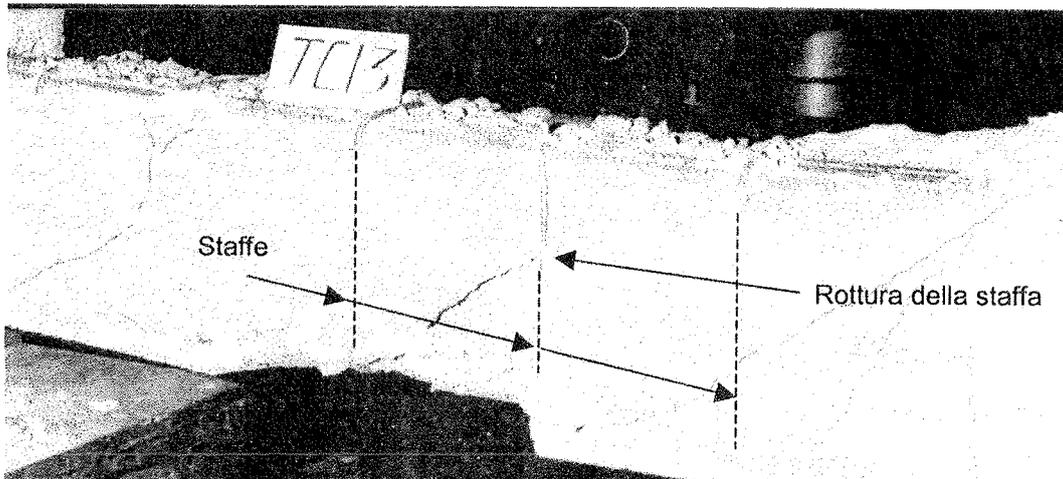


Figura 9 - Trave TCR3. Zona di rottura.

D'altra parte però  $n$  può essere soltanto un numero intero per cui nel caso di  $n$  diverso da un intero la resistenza a taglio può essere sopravvalutata. In generale, occorre allora considerare efficaci al meccanismo resistente a taglio solo il numero intero di staffe inferiore ad  $n$ . Ciò è particolarmente significativo per travi con bassa percentuale di armatura d'anima: ad esempio per  $\theta = 45^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$  e  $s = 0.5 \cdot d$  risulterebbe

$$n = \frac{0.9 d}{s} = 1.8$$

mentre solo una staffa può essere effettivamente interessata dalla fessura (in tal caso l'errore che si commette sulla resistenza a taglio è dell'80%).

Infine è stata effettuata una prova di carico con una forza concentrata applicata in mezzzeria di una trave semplicemente appoggiata di luce 3.00 m avente la stessa sezione trasversale e i medesimi quantitativi di armatura. La rottura si è verificata per un carico massimo di 150 kN a cui corrisponde un momento massimo di 106 kNm e un taglio di 76 kN. Essa si è manifestata con il distacco del calcestruzzo di ricoprimento della zona compressa e lo sbandamento di una barra compressa (figura 10).

L'instabilità delle barre compresse costituisce un'altra notevole limitazione della duttilità della struttura (e ciò è ben chiaro in campo sismico). In corrispondenza delle massime sollecitazioni di momento il taglio è minimo, per cui usualmente vi è la tendenza ad aumentare il passo delle staffe favorendo l'insorgere dello sbandamento delle barre compresse. Si tenga inoltre conto che i fenomeni differiti di viscosità e ritiro del calcestruzzo trasferiscono ulteriori sforzi di compressione dal calcestruzzo alle armature. Poiché questo fenomeno è particolarmente grave è opportuno adottare per le armature compresse di una trave un passo delle staffe pari a quello definito per i pilastri.

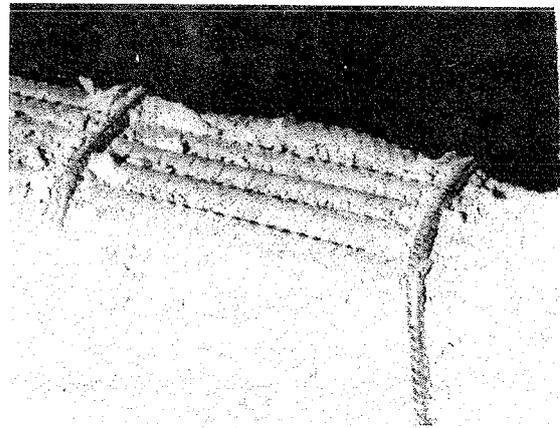


Figura 10 – Trave TCR4 S.  
Sbandamento di una barra compressa.

### 2.3.2 Travi con sezione a doppio T

La sperimentazione è analoga a quella descritta per le sezioni rettangolari.

Queste travi differiscono rispetto a quelle di sezione rettangolare per la minor larghezza d'anima (100 mm anziché 200 mm) e per il passo delle staffe (140 mm anziché 200 mm).

Nelle travi a doppio T gli effetti locali hanno giocato un ruolo ancor più significativo a causa della particolare disposizione delle staffe all'interno della piattabanda.

Nella trave TCT2 il carico è stato aumentato fino a 90 kN, quindi è stato imposto un cedimento di 268 mm e, infine, si è pervenuti a rottura con un incremento del carico fino a 157 kN.

La rottura si è verificata nella zona di massimo taglio tra l'appoggio centrale e il carico  $P$  con distacco del calcestruzzo di ricoprimento dell'armatura

longitudinale (bond-splitting) e schiacciamento del calcestruzzo d'anima (figura 12) con una inclinazione delle fessure di  $48^\circ$ . In seguito al distacco del calcestruzzo di ricoprimento viene meno l'ancoraggio della staffa nel corrente per cui si ha una riduzione della portanza del traliccio resistente a taglio. Come già accennato, l'ancoraggio delle staffe è un fattore che ha un ruolo fondamentale sul comportamento duttile, in particolare quando si realizza in zona tesa. La presenza di momenti negativi sugli appoggi intermedi innesca delle fessure all'estradosso che, come si osserva sperimentalmente, si trovano in corrispondenza delle staffe. L'apertura di queste fessure determina una notevole riduzione della tensione di aderenza con rottura dell'ancoraggio. Ciò è più pericoloso nel caso di staffe aperte ancorate con ganci disposti in zona tesa, ma inconvenienti analoghi si verificano anche con staffe chiuse quando i ganci piegati a  $135^\circ$  non sufficientemente sono prolungati all'interno del calcestruzzo. Un ancoraggio più efficiente si ha se le staffe hanno i ganci situati in zona compressa.

Nella trave TCT3 il cedimento è stato imposto in presenza di un carico di 125 kN ed è stato incrementato fino a 275 mm. Successivamente si è giunti a rottura aumentando il carico fino a 153 kN. La rottura avviene per formazione di un cinematisma con cerniere plastiche localizzate sull'appoggio centrale e in corrispondenza della mezzeria della campata sinistra.

Nelle due travi TCT4 e TCT5 i cedimenti sono stati introdotti a due diversi livelli di carico, rispettivamente di 143 kN e 125 kN. Incrementando il cedimento si è pervenuti a rottura per 48 mm per la trave TCT4 e 108 mm per la trave TCT5.

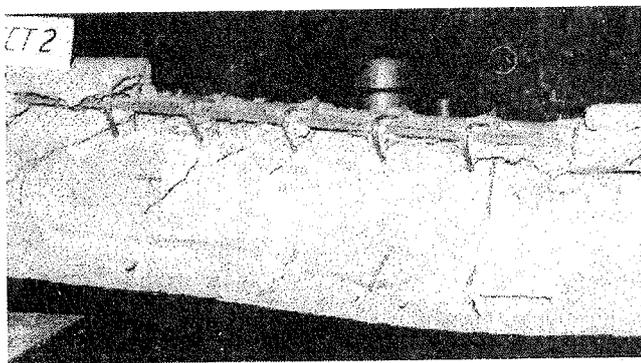


Figura 11 – Trave TCT2. Zona di rottura.

In entrambi i casi la rottura si è verificata per varie cause che intervengono contemporaneamente nella zona di inversione del momento flettente. In condizioni di rottura lo sforzo di taglio è pari a 107 kN e 100 kN, rispettivamente, a fronte di una resistenza di taglio teorica calcolata con il metodo delle bielle a inclinazione variabile, adottando i valori medi di resistenza dei materiali, pari a 198 kN. La resistenza di

taglio sperimentale risulta quindi ridotta al 54 % e al 51 % del valore teorico.

In ogni caso il confronto tra i risultati sperimentali e teorici mette ancora in evidenza la notevole influenza dei fenomeni locali che interessano la zona di inversione del momento flettente.

### 3 CONCLUSIONI

La sperimentazione effettuata su dieci travi continue su tre appoggi, di cui cinque di sezione rettangolare e cinque di sezione a doppio T, aveva lo scopo di valutare il comportamento in campo plastico in presenza di cedimenti vincolari. In tutti i casi si è osservato un comportamento duttile della struttura che ha consentito elevate rotazioni plastiche sull'appoggio intermedio sia in presenza di carichi che di cedimenti di un appoggio. Le simulazioni numeriche, basate su un modello di comportamento in campo plastico tarato su precedenti risultati sperimentali, hanno fornito risultati in buon accordo con la sperimentazione. Tuttavia in alcuni casi si sono verificati degli effetti locali di danneggiamento nella zona di inversione di segno del diagramma del momento flettente per lo più dovuti al taglio, ma anche a problemi di instabilità e di ancoraggio delle armature. Ciò indica che la duttilità di una struttura, intesa come la capacità di avere deformazioni plastiche senza perdita di resistenza, è spesso fortemente influenzata dai dettagli costruttivi e dagli effetti locali che provocano collassi precoci pur nel rispetto delle disposizioni di norma: tali indicazioni appaiono evidenti in prove condotte fino a rottura.

Tra gli aspetti emersi nel corso della sperimentazione citiamo quelli più significativi:

- il distacco del calcestruzzo di ricoprimento delle armature longitudinali (effetto bond splitting) dovuto a elevate tensioni tangenziali di aderenza tra armatura e calcestruzzo nella zona di massimo taglio. Esso è favorito dalla ridotta sezione di calcestruzzo resistente a livello delle armature e dal fatto che il calcestruzzo non confinato esternamente alle staffe risulta fortemente compresso. Tuttavia questo fenomeno si è verificato, in alcuni casi, anche per il calcestruzzo di ricoprimento delle armature tese;
- il meccanismo resistente a taglio nella zona di inversione del segno del momento flettente è piuttosto complesso in quanto non esiste un effettivo corrente compresso, sia l'intradosso che l'estradosso possono essere fessurati nella stessa zona per via dell'inclinazione delle fessure. In tale zona si sono verificate rotture per taglio con fessure inclinate di circa  $65^\circ$  che non interessavano staffe, rotture con strappo dell'armatura d'anima

quando una sola staffa intercettava la fessura e altri casi con fessure più inclinate che interessavano fino a tre staffe;

- il passo delle staffe può portare a sopravvalutare il rapporto  $A_{sw} / s$  in funzione dell'angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse. Una fessura sarà intersecata in ogni caso da un numero  $n$  intero di staffe, per cui valori con decimali, ad esempio  $n = 1.8$ , possono portare ad una sopravvalutazione dell'area resistente. Questi errori sono particolarmente gravi in presenza di basse percentuali di armatura d'anima;
- l'instabilità delle barre compresse determina l'espulsione del calcestruzzo di ricoprimento e anche lo sbandamento laterale della trave con rottura di tipo fragile. Nelle zone di momento massimo il taglio è minimo per cui il passo delle staffe è sovente condizionato dalla distanza massima consentita dalla norma (fino a  $0.8 d$ ). Questa distanza può risultare eccessiva in zona compressa e tale da impedire l'instabilità delle barre. In presenza di armature situate in correnti compressi è opportuno disporre una staffatura pari a quella necessaria nei pilastri;
- l'efficacia dell'ancoraggio delle staffe nella zona tesa è fortemente ridotta dalla presenza di fessure. Se le armature d'anima sono semplicemente ancorate con dei ganci, la tensione di aderenza si riduce notevolmente per l'apertura della fessura e pertanto le staffe non è più in grado di collegare efficacemente il corrente teso con quello compresso.

Questi sono alcuni aspetti del comportamento sperimentale che in genere si manifestano al di là dei carichi massimi di esercizio, ma che possono limitare sensibilmente sia la possibilità di raggiungere le resistenze di calcolo che la duttilità della struttura con rotture di tipo fragile.

#### 4 BIBLIOGRAFIA

- [1] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - 1993, CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin N. 213/214, Thomas Telford Ltd, Lausanne.
- [2] M. TALIANO - 1999, Indagine sperimentale e modellazione del comportamento anelastico di elementi in calcestruzzo armato, Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Politecnico di Torino.
- [3] R. PARK, T. PAULAY - 1975, Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons, New York.
- [4] ENV 1992-1-1, EUROCODE 2 - 1991, Design of

Concrete Structures, Part 1, General Rules and rules for buildings.

- [5] A. BIGAJ, J.C. WALRAVEN - 1993, Size effect on rotational capacity of plastic hinges in reinforced concrete beams, CEB Bulletin d'Information n. 218, 7-23.
- [6] C. BOSCO, P.G. DEBERNARDI - 1993, Influence of some basic parameters on plastic rotation of reinforced concrete elements, CEB Bulletin d'Information n. 218, 25-44.
- [7] G. KÖNIG, G., N. TUE, D. POMMERENING - 1995, Ductility and moment redistribution in prestressed concrete beams, Darmstadt Concrete, Technischen Hochschule Darmstadt, 201-214.
- [8] G. KÖNIG, D. POMMERENING - 1997a, Redistribution capacity of reinforced and prestressed concrete structures, CEB Bulletin d'Information n. 239, 29-68.
- [9] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON Commission 2 - 1998, Ductility of Reinforced Concrete Structures - Synthesis Report and Individual Contributions, CEB Bulletin d'Information n. 242, 7-141.

# EFFICIENZA STRUTTURALE DI TRAVI IN C.A. RINFORZATE ESTERNAMENTE MEDIANTE PLACCAGGIO DI LAMINE IN CFRP

Barbara DE NICOLO Università di Cagliari  
Giuseppe SPADEA Università della Calabria

## SOMMARIO

Lo scopo di questo lavoro è quello di mostrare che, quando materiali innovativi a comportamento fragile, quali le fibre di carbonio unidirezionali immerse in una matrice plastica (CFRP), sono impiegati nelle strutture civili in unione con materiali convenzionali (acciaio e calcestruzzo), è necessario che i progettisti adottino una strategia globale di progettazione che consideri accuratamente i materiali con le loro specifiche caratteristiche e le strutture con le loro prestazioni. Solo attraverso tali strategie si possono evitare rotture fragili delle strutture rinforzate, dovute alla riduzione delle loro caratteristiche di duttilità, ed ottenere una piena utilizzazione dei materiali impiegati.

## SUMMARY

The objective of this paper is to show as, when brittle materials such as Carbon Fibre Reinforced Plastics (CFRP) are used in conjunction with concrete and steel, designers have to look carefully at overall characteristics of materials and performance of the entire structure, and to adopt a global design strategy. As a result, brittle failures and reductions of reinforced structures, provoked by the linear-elastic behavior, up to failure, of materials used, can be avoided, and a full utilization of materials can be obtained.

## 1. INTRODUZIONE

Per gli interventi di riparazione o di rinforzo di strutture in conglomerato cementizio armato venne introdotta, in Francia ed in Sudafrica, nella seconda metà degli anni 60, una tecnica innovativa denominata *Betòn Plaquè* [1-2].

Nelle prime applicazioni essa consisteva nel semplice incollaggio di piastre in acciaio all'intradosso dell'elemento da rinforzare. In seguito, studi teorici e sperimentali hanno permesso di migliorare questa tecnica mediante l'impiego di opportuni ancoraggi, realizzati con bulloni a foro cieco o con profili in acciaio sagomati ad U o ad L, incollati al piatto e alla parete laterale della trave.

Tali ancoraggi, limitando fortemente gli scorrimenti relativi tra lamiera e trave, evitano distacchi prematuri ed improvvisi della piastra placcata.

I limiti del *Betòn Plaquè*, che sono dovuti soprattutto a problemi di corrosione e di maneggiabilità delle pesanti piastre in acciaio nonché alla limitazione della loro lunghezza, sono stati superati con l'avvento di nuove tecnologie che hanno permesso la sostituzione dell'acciaio con materiali compositi avanzati costituiti da polimeri rinforzati con fibre (FRP).

Tra questi, le lamine in fibre di carbonio (CFRP) presentano molti vantaggi che li rendono interessanti dal punto di vista applicativo: basso peso specifico, elevato

rapporto resistenza-peso, resistenza agli ambienti aggressivi ed assenza di corrosione, buon comportamento a fatica, facilità di applicazione sulla struttura ancora in esercizio che mantiene sostanzialmente invariate le dimensioni ed il peso originari, lunghezza praticamente illimitata (la produzione industriale fornisce bobine di 500m di lunghezza ed oltre).

Sotto l'aspetto strutturale il limite principale di tale tecnica è il pericolo del distacco improvviso della lamina (*peeling off*) prima che l'elemento strutturale rinforzato abbia raggiunto il carico teorico di rottura.

Questo inconveniente può essere ridotto notevolmente mediante l'adozione di opportuni ancoraggi esterni [3-14], dispositivi che, contrastando l'effetto della concentrazione di tensioni normali e tangenziali che si generano alle estremità degli elementi placcati, evitano il distacco prematuro della lamina.

In tal modo si riducono anche gli scorrimenti relativi tra lamina e trave e si assicura la *Composite Action* della trave rinforzata quasi sino alla fase ultima.

I risultati delle prove sperimentali riportati nel presente lavoro, confermano quanto sopra affermato e forniscono utili indicazioni riguardo la possibilità di impiego di lamine di lunghezza ridotta rispetto alla luce totale delle travi purché si usino opportuni ancoraggi esterni.

## 2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

La sperimentazione eseguita ha previsto l'impiego di travi di adeguate dimensioni in quanto, essendo necessario indagare sul meccanismo di trasferimento degli sforzi dall'elemento strutturale da rinforzare alla lamina in CFRP, l'effetto scala è, a nostro parere, determinante.

Sono state confezionate e sottoposte a prova sino a rottura una serie di sette travi, quattro delle quali (A1, A1.1, A1.2, A1.3) sono state testate presso il Dipartimento di Strutture dell'Università della Calabria e le altre tre (CA.1, CA.2, CA.3) sono state testate presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Cagliari.

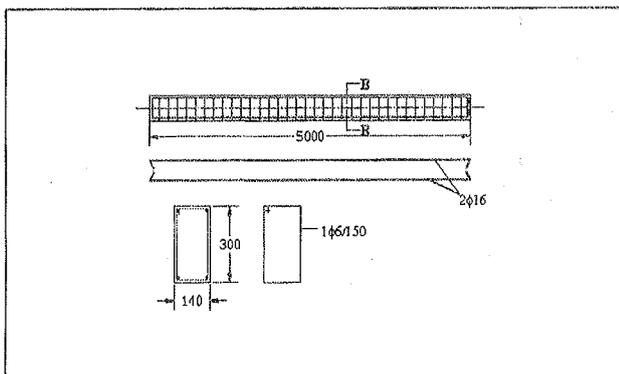


Fig. 1 - Armatura interna delle travi.

Le travi con sezione rettangolare 140 x 300mm, per una lunghezza totale di 5000mm, sono state confezionate con un calcestruzzo con resistenza caratteristica di  $30\text{N/mm}^2$ , mentre l'armatura interna in acciaio FeB44k, con  $f_{yk} = 435\text{N/mm}^2$  e  $f_{tk} = 550\text{N/mm}^2$ , è costituita da quattro barre d'acciaio, due al lembo superiore e due a quello inferiore, di 16mm di diametro, ed una staffatura trasversale di 6mm di diametro con passo di 150mm su tutta la luce (Fig. 1).

Una delle sette travi (A1) è stata sottoposta a prova tal quale, senza rinforzi esterni, (*control beam*).

La serie di travi è stata progettata in modo che la trave di controllo pervenisse a rottura duttile per flessione come confermato dai risultati sperimentali [11, 13].

Lo schema di carico adottato nell'esecuzione delle prove è quello di trave su due appoggi alla distanza di 4800mm; i carichi applicati sono posizionati simmetricamente a 600mm dalla mezzeria della trave.

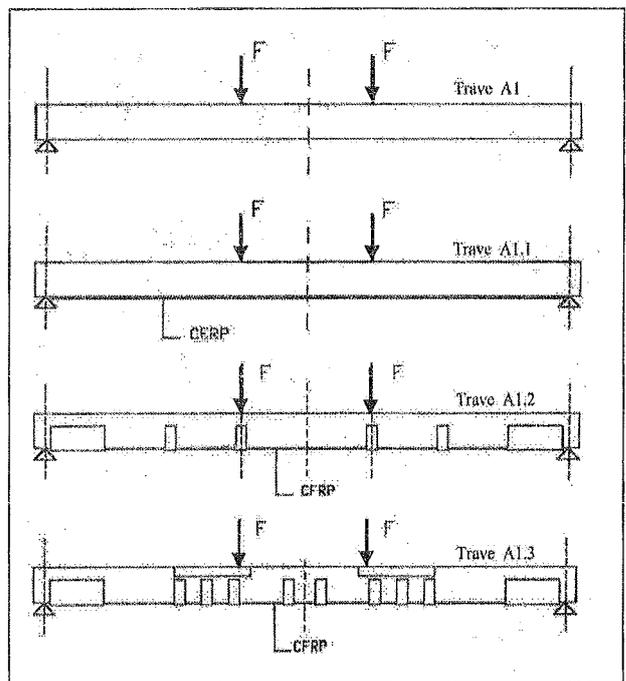


Fig. 2 - Disposizione delle lamine in CFRP e degli ancoraggi esterni delle travi testate presso il Dipartimento di Strutture dell'Università della Calabria.

La procedura di incollaggio della lamina sulle altre sei travi, è stata preceduta da un'adeguata preparazione della superficie di calcestruzzo mediante smerigliatura ed accurata pulitura delle parti da incollare.

La lamina in CFRP, delle dimensioni di 80mm di larghezza e 1,2mm di spessore, è stata incollata mediante uno strato di adesivo strutturale dello spessore uniforme di circa 2mm per tutta la superficie incollata.

Una delle sei travi (A1.1) è stata rinforzata mediante semplice incollaggio, al lembo teso, di una lamina per la lunghezza di 4700mm, mentre per le altre cinque travi,

successivamente all'incollaggio della lamina, sono stati incollati, con la stessa resina, ancoraggi esterni in acciaio Fe360, sagomati ad U, dello spessore di 2mm.

Ciascuna delle cinque travi è caratterizzata dalla diversa disposizione degli ancoraggi ad U, dipendente anche dalla differente lunghezza delle lamine in CFRP impiegate (Figg. 2 - 3).

Con la diversa disposizione degli ancoraggi e la diversa lunghezza della lamina, si è inteso studiare oltre che il positivo effetto sulla duttilità della trave, anche l'eventuale possibilità della riduzione della lunghezza di placcaggio.

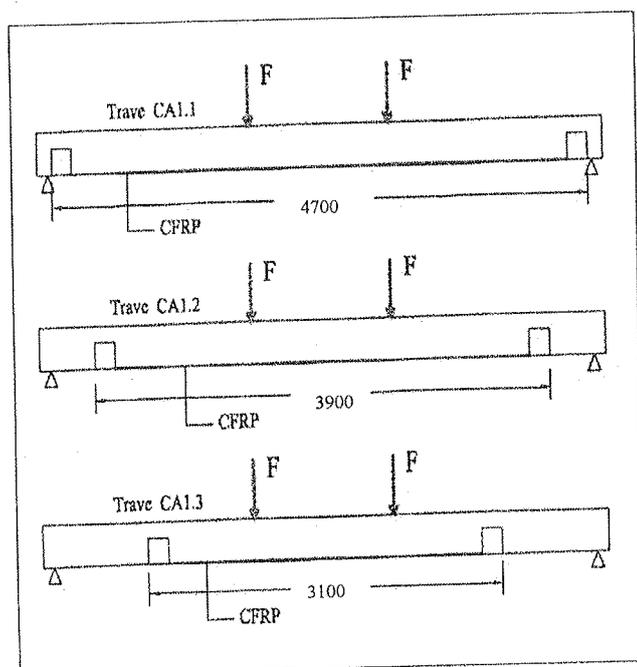


Fig. 3 - Disposizione delle lamine in CFRP e degli ancoraggi esterni delle travi testate presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Cagliari.

### 3. STRUMENTAZIONE

Nella Fig. 4 è riportata, a titolo di esempio, la posizione della strumentazione applicata sulla trave CA1.1, che è sostanzialmente comune a tutte le 7 travi testate. Su ciascuna trave sono stati applicati, per la misura delle deformazioni, degli estensimetri elettrici sulle armature interne (n° 2-3), sul lembo compresso del calcestruzzo (n° 1) e sulla lamina in CFRP (n° 4-5-6-7-8-9).

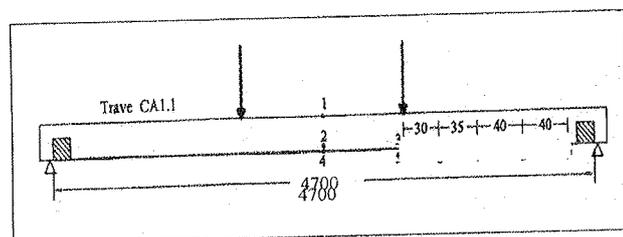


Fig. 4 - Strumentazione della trave CA1.1

Gli abbassamenti della sezione di mezzeria ed i cedimenti degli appoggi, sono stati rilevati mediante flessimetri meccanici e trasduttori induttivi (LVDT).

I valori rilevati con gli estensimetri elettrici ed i trasduttori induttivi sono stati acquisiti ed elaborati per mezzo di centraline automatiche multicanali.

Il carico crescente è stato applicato sino a rottura ad intervalli costanti ed è stato controllato per mezzo di celle di carico di elevata precisione.

### 4. RISULTATI DELLE PROVE

Dalla sperimentazione condotta sono stati ottenuti un gran numero di risultati e misure. Di seguito vengono riportati ed illustrati quelli più significativi ai fini dell'analisi strutturale.

Nella Tabella 1 sono riportati, per ciascuna trave, i valori del carico ultimo, il tipo di rottura e l'incremento percentuale del carico ultimo rispetto alla trave di controllo  $\Delta F_u$  (%).

Trave	$F_u$ (kN)	$\Delta F_u$ (%)	Modalità di rottura
A1	54.0	-	Rottura duttile per flessione
A1.1	86.2	69.6	Distacco esplosivo del CFRP
A1.2	98.0	81.5	Distacco degli ancoraggi esterni della lamina
A1.3	96.7	79.1	Distacco graduale per scorrimento del CFRP
CA1.1	90.0	66.7	Distacco della lamina per scorrimento
CA1.2	90.0	66.7	Distacco della lamina per scorrimento
CA1.3	100.0	85.1	Distacco della lamina per scorrimento

Tabella 1 - Valori del carico ultimo, incremento percentuale e modalità di rottura.

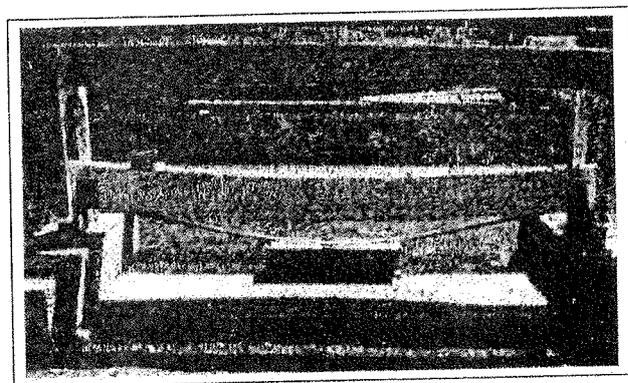


Fig. 5 - Rottura tipica delle travi della serie CA1.

La foto (Fig. 5) evidenzia il tipo di rottura verificatasi nelle travi testate presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale di Cagliari; le travi hanno sempre raggiunto il collasso per distacco, per scorrimento, della lamina.

Nella Tabella 2 sono riportati gli abbassamenti della sezione di mezzzeria allo snervamento dell'acciaio ( $\Delta_y$ ) ed a rottura ( $\Delta_u$ ) nonché le corrispondenti curvature ( $\varnothing_y$  e  $\varnothing_u$ ).

Trave	$\Delta_y$ (mm)	$\varnothing_y$ (rad/m)	$\Delta_u$ (mm)	$\varnothing_u$ (rad/m)
A1	30.7	0.0135	190	0.108
A1.1	54.2	0.0192	79	0.030
A1.2	28.7	0.0158	125	0.046
A1.3	33.1	0.0011	99	0.042
CA1.1	40.1	0.0098	120	0.039
CA1.2	41.5	0.0100	78	0.046
CA1.3	48.0	0.0120	80	0.032

Tabella 2 - Freccie e curvature della sezione di mezzzeria al carico di snervamento e a rottura.

Per quantificare ruolo ed efficacia degli ancoraggi, sono riportati, nella Tabella 3, i valori della deformazione del calcestruzzo e della lamina in CFRP nella sezione di mezzzeria.

Nella stessa tabella viene indicata la percentuale della deformazione raggiunta dalla lamina rispetto a quella ultima pari a 0.0140.

Trave	$\varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{CFRP}$	%
A1	0.050	-	-
A1.1	0.0021	0.0071	50.0
A1.2	0.0037	0.0096	69.0
A1.3	0.0044	0.0105	75.0
CA1.1	0.0015	0.0044	53.0
CA1.2	0.0014	0.0038	54.0
CA1.3	0.0013	0.0086	57.0

Tabella 3 - Deformazioni del calcestruzzo e della lamina nella sezione di mezzzeria a rottura imminente, percentuale di deformazione della lamina rispetto al valore ultimo ( $\varepsilon_{CFRPu}$ ).

Trave	$\mu_\Delta$	$\mu_\varnothing$
A1	6.20	8.00
A1.1	1.50	1.50
A1.2	4.30	2.90
A1.3	3.00	3.60
CA1.1	2.97	3.97
CA1.2	1.87	4.60
CA1.3	1.66	2.60

Tabella 4 Indici di duttilità, sezione di mezzzeria.

Sono stati determinati (Tab. 4) gli indici di duttilità, come rapporto tra i valori assunti nella sezione di mezzzeria, dalla freccia nella condizione ultima ed allo snervamento dell'acciaio:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

e come rapporto tra i valori assunti nella sezione di mezzzeria, dalla curvatura, nella condizione ultima ed allo snervamento dell'acciaio:

$$\mu_\varnothing = \frac{\varnothing_u}{\varnothing_y} \quad (2)$$

Nella Tabella 5 sono indicati i rapporti tra gli indici di duttilità  $\mu_\Delta$  e  $\mu_\varnothing$ , delle travi rinforzate con CFRP rispetto a quello della trave di controllo.

Trave	$\Delta$	$\varnothing$
A1	1	1
A1.1	0.24	0.19
A1.2	0.70	0.36
A1.3	0.56	0.45
CA1.1	0.48	0.50
CA1.2	0.30	0.57
CA1.3	0.27	0.32

Tabella 5 Indici di duttilità rapportati a quello della trave di controllo, sezione di mezzzeria.

## 5. ANALISI DEI RISULTATI

E' necessario innanzitutto osservare che la trave di controllo ha mostrato a rottura, avvenuta a flessione per schiacciamento del calcestruzzo compresso, deformazioni elasto-plastiche e plastiche che hanno evidenziato la sua elevata duttilità.

Una considerazione generale è possibile dall'esame della Tabella 1, dove si osserva che tutte le travi placcate hanno mostrato un incremento, sempre superiore al 66%, della capacità portante ultima rispetto alla *control beam*. E' evidente che la lamina, saldamente incollata all'elemento strutturale, ne diventa parte integrante e riesce ad esplicare le sue capacità di resistenza.

E' interessante notare come le travi rinforzate per tutta la lunghezza senza ancoraggi esterni (A1.1) e quelle rinforzate con lunghezze di lamina 4700mm (CA1.1), e 390mm (CA1.2) con ancoraggi esterni, presentino all'incirca lo stesso incremento percentuale, mentre le travi con ancoraggi intermedi (A1.2 e A1.3) mostrano incrementi percentuali ancora maggiori, così come la (CA1.3) nella quale il rinforzo e la relativa distanza tra gli ancoraggi sono assai prossimi alla zona soggetta a momento costante ed assenza di taglio.

Ciò evidenzia che la presenza degli ancoraggi nella zona maggiormente sollecitata a flessione contribuisce ad incrementare la resistenza ultima dell'elemento strutturale. E' ancora significativo osservare come, ad esclusione della trave priva di ancoraggi, che ha avuto rottura esplosiva ed improvvisa, nelle altre travi si è avuta rottura non esplosiva, caratterizzata dal distacco per scorrimento della lamina.

La Tabella 2 evidenzia che, all'incremento della capacità portante della trave, mostrato dalla Tabella 1, non corrisponde sempre un incremento delle capacità di adattamento plastico nella fase di rottura dell'elemento.

Infatti si osserva che allorquando le sollecitazioni nell'acciaio sono inferiori al valore della tensione di snervamento nell'acciaio, la trave di controllo, nella sezione di mezzeria, presenta capacità deformative, sia come valori di spostamenti verticali che di rotazioni, inferiori alle travi rinforzate.

Al raggiungimento della tensione di snervamento, questo risultato viene totalmente ribaltato: le travi rinforzate perdono, in generale, duttilità in modo assai significativo anche se la presenza degli ancoraggi esterni migliora le capacità rotazionali.

Questo risultato tende a migliorare ancora con l'infittimento degli ancoraggi (Travi A1.2 e A1.3).

Dall'esame della serie di travi CA1, appare che la lunghezza della lamina ha un'influenza determinante in quanto al diminuire della sua lunghezza (da 4700mm a 3100mm) si ha una significativa diminuzione della duttilità. Infatti per la trave CA.1.1, rinforzata per tutta la sua lunghezza la riduzione percentuale di  $\sigma_u$  rispetto a quella della *control beam* è del 39%, mentre risulta del 32% per la trave CA1.3.

Il ruolo degli ancoraggi viene evidenziato dalla Tabella 4, nella quale è evidente che nella trave priva di ancoraggi (A1.1) e in quelle dotate di ancoraggi solo agli estremi (CA1.1, CA1.2, CA1.3) la deformazione a rottura nella fibra estrema del calcestruzzo all'intradosso è assai inferiore a quella raggiunta nella trave di controllo, e che per le stesse travi anche la deformazione a rottura nella lamina si attesta all'incirca attorno al 50%.

Ciò comporta una notevole riduzione della effettiva deformazione della lamina ed anche del calcestruzzo compresso nella fase ultima. La presenza di ulteriori ancoraggi intermedi ha reso possibile una utilizzazione del CFRP al 75% ed anche un notevole incremento della deformazione raggiunta dal calcestruzzo nella fase ultima. Quanto sopra affermato è confermato dai risultati della Tabella 4 dove gli indici di duttilità delle diverse travi sono valutati come rapporti tra i valori assunti nella sezione di mezzeria dagli spostamenti e dalle rotazioni allo snervamento e a rottura. E' interessante osservare che i maggiori benefici degli ancoraggi sono assai evidenti per le curvature, ed un po' meno, benché sempre assai significativi, per le inflessioni. Infine, nella Tabella 5 gli indici di duttilità, nella sezione di mezzeria delle travi placcate, sono rapportati a quello della *control beam*. Anche questi dati confermano che una buona distribuzione degli ancoraggi garantisce una buona capacità rotazionale e un incremento delle inflessioni a rottura.

## 6. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti in questa sperimentazione, eseguita su una serie di travi in scala reale consentono di valutare l'efficienza di travi placcate in CFRP, di verificare l'efficacia degli ancoraggi e di avanzare delle considerazioni sul corretto posizionamento di questi ultimi.

Un elemento strutturale in calcestruzzo armato, progettato per garantire una rottura di tipo duttile, rinforzato mediante lamina in CFRP per tutta la sua lunghezza, ha mostrato un notevole incremento delle sue capacità di resistenza (circa il 70% in più rispetto alla trave di controllo), ma contemporaneamente una significativa riduzione nella capacità rotazionale e delle caratteristiche di duttilità (circa il 70-80% in meno rispetto alla trave di controllo).

Ciò si è verificato in modo particolare dopo che l'acciaio ha superato la tensione di snervamento. Sino a questa fase, infatti, non vi è sostanziale differenza nel comportamento delle due travi con o senza rinforzo.

Due delle travi testate presso il Dipartimento di Strutture dell'Università della Calabria, dotate di ancoraggi, in acciaio ad U, alle estremità e più o meno fitti nella zona centrale e le tre travi testate presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Cagliari, tutte dotate di ancoraggi esterni e placcate con lamine di diversa lunghezza, hanno permesso di formulare alcune interessanti considerazioni sul ruolo degli ancoraggi.

Le travi dotate di ancoraggi esterni hanno evidenziato un notevole recupero di duttilità rispetto alla trave semplicemente placcata, senza ancoraggi esterni.

In particolare è stata incrementata la capacità rotazionale della sezione in mezzeria.

Una ulteriore osservazione è offerta dalle due travi con più ancoraggi: esse mostrano che gli ancoraggi permettono lo sfruttamento delle capacità deformative della lamina almeno al 70% rispetto al suo valore ultimo di deformazione.

Le travi ancorate solo alle estremità, ma con diverse lunghezze di lamina, indicano chiaramente che è possibile ridurre la lunghezza della lamina, in quanto le possibilità di incremento della resistenza rimangono sempre elevate, e che anche in questo caso la posizione dell'ancoraggio svolge un ruolo significativo.

Infatti la trave con lunghezza di lamina inferiore ma con gli ancoraggi assai prossimi alla zona di massimo momento e priva di taglio, offre una duttilità equivalente a quelle nelle quali la lunghezza della lamina è più elevata.

Questo ci induce a considerare che per ottenere delle ottimali capacità prestazionali di travi rinforzate con CFRP, occorre che il progettista adotti una accurata strategia che tenga conto delle effettive capacità deformative e di resistenza dei materiali utilizzati. Egli deve anche tener conto del ruolo svolto dagli ancoraggi esterni.

Tenendo presente tutti questi aspetti si può quindi progettare un rinforzo esterno basato sull'impiego della tecnica del placcaggio che, garantendo i risultati aspettati, consenta anche un ragionevole equilibrio tra tecnologia, incremento della resistenza e costo dell'intervento di rinforzo, richiesta di duttilità e sicurezza strutturale.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] R. L'ERMITE, - 1967, Renforcement des ouvrages en beton et en maconnerie per collage, Annales de l'Istitut technique du batiment et des travaux publics, supplement au N° 349, Avril, 19-23.
- [2] J. BRESSON, - 1967, L'Application du beton plaquè, Annales de l'Istitut technique du batiment et des travaux publics, supplement au N° 349, Avril, 42-47.
- [3] R. JONES, R. N. SWAMY, - 1988, Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates, The structural Engineer, March, 85-94.
- [4] J. OEHLERS, J. P. MORAN, - 1990, Premature failure of externally plated reinforced concrete beams, Journal of Strucutral Engineering, April, 978-995.
- [5] A. SHARIF, G. AL-SULAIMANI, I. BASUNBUL, M. BALUCH, B. GHALEB - 1993, Strenghtening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates, ACI Structural Journal, March-April, 160-168.
- [6] G. AL-SULAIMANI, - 1994, Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding, ACI Structural Journal, July-August, 458-464.
- [7] R. N. SWAMY, P. MUKHOPADHYAYA - 1995, Role and effectiveness of non-metallic plates in strenghening concrete structures, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium FRPRCS-2, Ghent 23-25 August, L.Taerwe Ed., E & FN SPON, 473-482.
- [8] M. J. CHAJES, T. A. THOMSON, B. TARANTINO, - 1995, Reinforcement of concrete structures using externally bonded materials, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium FRPRCS-2, Ghent 23-25 August, L. Taerwe Ed., E & FN SPON, 501-508.
- [9] N. PLEVRIS, T. TRIANTAFILLOU, - 1995, Reliability of Rc members strenghtened with CFRP laminates, ASCE Journal of Structural Engineer, July, 1037-1044.
- [10] W. STEINER, - 1996, Strengthening structures with CFRP strips, 2 International Conference on ADVANCED MATERIALS IN BRIDGES AND STRUCTURES, Ed. M. M., Montreal, Quebec, Canada, 11-14 August, 407-417.
- [11] G. SPADEA, F. BENCARDINO, R. N. SWAMY, - 1997, Strengthening and upgrading structures with bonded CFRP sheets design aspects for structural integrity, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium Vol. 1. Oct., 629-636.
- [12] G. SPADEA, - 1997, Ripristino e rinforzo delle strutture in cemento armato mediante placcaggio di materiali compositi avanzati. L'innovazione e la realtà delle opere di calcestruzzo strutturale, I materiali, Giornate AICAP 97, Roma, 23-25 Ottobre 1997, 281-286.
- [13] G. SPADEA, F. BENCARDINO, - 1997, Materiali non metallici nel rinforzo e ripristino di strutture in cemento armato, L'Edilizia, n. 5/6, Maggio-Giugno, anno XI, 62-68.
- [14] G. SPADEA, F. BENCARDINO, R. N. SWAMY, - 1998, Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP, Journal of composites for construction, August, 132-137.

# EFFICACIA DELLE RESINE EPOSSIDICHE NEL RIPRISTINO STRUTTURALE DEL CEMENTO ARMATO

Barbara DE NICOLO Università di Cagliari  
Zaira ODONI Università di Cagliari

## SOMMARIO

Si è verificata l'affidabilità del fissaggio di barre di armatura postinserite in un elemento di calcestruzzo mediante una resina bicomponente presente in commercio. Sono stati sottoposti a prova di estrazione mediante pull-out degli inserti, ricavati da una barra  $\varnothing$  12, inglobati al momento del getto ed altrettanti fissati successivamente mediante resina. Sono stati misurate, ad ogni step di carico e scarico, le forze limite di aderenza, di estrazione, gli scorrimenti della testa del pull-out e dell'anello di contrasto e per alcuni inserti il tempo di stabilizzazione degli scorrimenti sotto carico costante.

## SUMMARY

The aim of this paper is to verify the reliability in the anchoring of concrete reinforcement using a commercial injection adhesive. The testing programme consisted in 24 pull-out tests using rebars with a diameter of 12 mm, of which 12 preanchored in the plain concrete and 12 postanchored with the injection adhesive. The measurement taken were, for every loading and unloading step, the maximum failure and bonding loads, the displacements at the top of the thread and the contrast ring, creep displacements for few rebar.

## 1. INTRODUZIONE

L'ingegnere strutturista sempre più spesso deve affrontare le problematiche relative al ripristino strutturale di opere degradate e/o al riutilizzo e *redesign* del patrimonio edilizio esistente, sia nel campo abitativo che nel recupero dei centri storici ma anche dell'edilizia industriale dismessa.

I problemi da affrontare presentano una casistica assai varia in quanto vi sono notevoli differenze tra i vari interventi, si pensi solo al valore sociale di un edificio a grande valenza storica, protetto in genere da vincoli assai restrittivi, o ad un edificio industriale, nel quale si deve modificare totalmente la destinazione d'uso mantenendo comunque le sue caratteristiche costruttive.

E' evidente che non vi è univocità di risposta ad esigenze tanto diverse tra loro, ma ciascun intervento deve essere affrontato sia dal punto di vista tecnologico che tecnico come un caso particolare.

Le modalità di intervento sono oggi molteplici, in quanto ai metodi canonici consolidati si affiancano nuove tecnologie e materiali la cui affidabilità non sempre è completamente nota. Spetta a questo punto alla sensibilità del progettista, in base alle conoscenze ed esperienze personali od acquisite dalla letteratura tecnica, sapersi aprire anche al nuovo, senza farsi prendere mai da facili entusiasmi [1-6].

Tra i nuovi materiali le resine epossidiche, presenti sul mercato da oltre trent'anni ed utilizzate prevalentemente nell'industria automobilistica, aeronautica, spaziale, navale, elettronica ecc., si sono imposte,

nell'ultimo decennio, anche nel campo civile, supportate da studi specifici tendenti a testare la loro compatibilità con i materiali e le tecniche tradizionali dell'edilizia.

Gli esempi di applicazione sono molteplici, e limitandosi al campo del calcestruzzo, l'incollaggio di barre d'armature, con il sistema *post fix*, consente di realizzare connessioni che offrono la stessa affidabilità delle barre annegate al momento del getto. Tra gli interventi più comuni possono essere citate le connessioni tra piastre orizzontali, quali piani intermedi e soppalchi, tra muri o pilastri e travi per mezzo di ferri di ripresa orizzontali e verticali, il fissaggio di pannelli prefabbricati i cui giunti d'attacco si presentano errati o inadeguati, la messa in opera di ferri da ripresa in muri di sostegno con armatura insufficiente, ecc..

In occasione di un particolare utilizzo di barre ad aderenza migliorata, ancorate chimicamente con una resina epossidica in commercio, su una struttura in calcestruzzo di recente realizzazione, si è voluto testare in laboratorio l'affidabilità della metodologia mediante prove di estrazione eseguite con una macchina per il *pull-out* (UNI 9536 [7], UNI 10157 [8]).

Si è poi realizzato un semplice modello agli elementi finiti che, riproducendo la prova di laboratorio permettesse di estrapolare la metodologia ad altri casi reali.

## 2. MATERIALI E STRUMENTAZIONE

Sono stati confezionati 12 provini cubici di dimensioni  $300 \times 300 \times 400$ , conformi alle norme [7-8]. Per ricostruire una situazione reale, si è preferito optare per un calcestruzzo preconfezionato a "composizione richiesta" con il seguente dosaggio:

- cemento 425 Portland	350 Kg/m <sup>3</sup>
- sabbia	702 Kg/m <sup>3</sup>
- graniglia	684 Kg/m <sup>3</sup>
- pietrisco	414 Kg/m <sup>3</sup>

Sono stati inoltre richiesti, a parità di componenti, due diversi rapporti acqua/cemento ed esattamente per 6 provini  $a/c = 0.45$  (Getto A1) e per gli altri 6  $a/c = 0.52$  (Getto A2).

Per ciascun tipo di getto sono stati confezionati 2 provini cubici, da utilizzare per le prove di compressione, che hanno fornito per i provini con un rapporto  $a/c = 0.45$  una resistenza di prelievo pari a  $37.33 \text{ N/mm}^2$  (Getto A1) e per quelli con  $a/c = 0.52$  una pari a  $27.48 \text{ N/mm}^2$  (Getto A2).

Da una barra d'acciaio Fe B 44k ad aderenza migliorata di diametro  $\varnothing 12$  sono stati ricavati 24 spezzoni di lunghezza pari a 20 cm, oltre ad uno spezzone di 1 m su cui eseguire la prova di trazione, che ha fornito i seguenti risultati:

- Forza di snervamento  $F_y = 61018 \text{ N}$
- Forza di rottura  $F_r = 71319 \text{ N}$
- Allungamento  $A_s = 25\%$ .

Per poter effettuare la prova di *pull-out* gli spezzoni sono stati preparati mediante rettifica al tornio e filettati con una filiera  $\varnothing 10 \text{ mm}$ , passo 1.5 mm per 80 mm, ridotti poi a 50 mm, lunghezza necessaria per l'aggancio al *pull-out*. Il tratto di barra inserito è di 60 mm compatibilmente con il carico limite della macchina del *pull-out*.

Per l'incollaggio è stata utilizzata una resina bicomponente, reperibile sul mercato, con un legame ibrido composto da agenti leganti organici e inorganici. La polimerizzazione della resina dovrebbe assicurare un buon legame, la reazione cementizia migliora sia il legame che la durezza specialmente alle alte temperature e l'azione combinata dei due elementi si traduce in un ritiro trascurabile del materiale. Essendo una resina ibrida non contiene stirene ed è quindi priva di odori che potrebbero inficiarne l'utilizzo in ambienti chiusi.

La ditta produttrice indica dei tempi di indurimento del materiale base, diversi a seconda della temperatura, prima dei quali la barra non può essere caricata. Questi tempi variano da un minimo di 15 min. a  $40^\circ\text{C}$  fino ad un massimo di 180 min. a  $0^\circ\text{C}$ ; in questo intervallo di tempo l'inserito non va mosso.

In base al rifiuto della resina ci si può rendere conto se all'interno del foro esistono delle cavità o una porosità elevata. Infatti la resina si insinua in tali spazi ripristinando la continuità ma, ovviamente, è richiesta una quantità di materiale maggiore di quella necessaria a rendere solidale acciaio e calcestruzzo. Si consiglia come regola pratica un volume di materiale pari ai  $2/3$  del volume del foro.

Il meccanismo di tenuta della barra nel foro si realizza attraverso due tipi di comportamento:

- tenuta per forma tramite penetrazione della resina nelle porosità del materiale e nella microfessurazione generata all'atto della realizzazione del foro,
- tenuta per aderenza e adesione alla barra filettata o al ferro ad aderenza migliorata.

La macchina utilizzata per le prove di *pull-out* ha come limite di carico 50 kN, un manometro per la lettura dei carichi con fondo scala di 60 kN ed una suddivisione della scala pari a 1 kN [7-8].

Sulla testa dell'estrattore della macchina del *pull-out* per misurare gli allungamenti del pistone è stato posizionato un comparatore con precisione al centesimo di millimetro. Si è inoltre inserito un secondo comparatore per misurare gli abbassamenti dell'anello di contrasto del *pull-out* rispetto alla faccia del provino per depurare le letture da questi assestamenti.

## 3. MODALITA' DI PROVA

Per valutare l'efficacia dell'ancoraggio chimico e poter effettuare un confronto tra i risultati si sono eseguite delle prove di *pull-out* sia su barre preinserite al momento del getto che postinserite a mezzo resina.

E' stato perciò annegato, sulla faccia perpendicolare a quella di getto, in ciascuno dei dodici provini, uno spezzone di barra d'acciaio ad aderenza migliorata preparato come descritto al punto 2. Eseguite le prove di *pull-out* sugli inserti preinseriti, gli inserti postinseriti sono stati collocati nella faccia opposta a quella utilizzata in precedenza

Il fissaggio degli spezzoni per gli inserti *post-fix* è stato eseguito, sotto la guida del fornitore della resina, secondo le fasi seguenti:

- foratura del calcestruzzo mediante trapano a rotoper-  
cussione,
- pulizia della superficie interna del foro mediante spaz-  
zolutura manuale,
- soffiatura del foro con pompa ad aria pneumatica,
- iniezione della resina con apposita pompa pneumatica,
- pulizia dello spezzone d'acciaio con acetone,
- inserimento dello spezzone nel foro contenente la resi-  
na.

Le prove sono state eseguite a temperatura ambiente attorno ai 18 °C con cicli di carico e scarico dallo zero con passo di 5 kN sino a rottura o scollamento della bar-  
ra.

Ad ogni gradino di carico, ripetuto due volte, sia al carico che allo scarico sono stati misurati gli allunga-  
menti del pistone mediante un comparatore posto sulla testa dell'estrattore del *pull-out*.

Allo scarico si sono eseguite sul primo comparatore la lettura istantanea ed una dopo il recupero del lasco della testa dell'apparecchio, sul secondo comparatore sono stati valutati gli abbassamenti dell'anello di contra-  
sto del *pull-out* rispetto alla faccia del provino. Sono state inoltre annotati il carico ed il tipo di rottura o qual-  
siasi anomalia presentatasi nel corso delle prove.

I cicli di carico e scarico hanno permesso di valutare il recupero elastico dello scorrimento e di verificare le sostanziali differenze di comportamento dell'aderenza ferro - calcestruzzo e ferro - resina - calcestruzzo.

Sono state eseguite quattro serie di prove di *pull-out* su sei provini ciascuna: la prima e la seconda serie rela-  
tive all'estrazione degli inserti d'acciaio preinseriti nei 12 provini di conglomerato, sei per il Getto A1 e sei per il Getto A2, la terza e la quarta relative agli inserti fissati a mezzo resina sempre in riferimento ai Getti A1 e A2.

Per alcuni provini, esattamente i N° 5 e 6 del Getto A2, si è introdotta la variabile tempo, lasciando i provini sotto carico sino alla stabilizzazione delle letture dei comparatori.

I dati delle prove sono stati raccolti in tabelle e grafi-  
ci, dei quali in questo lavoro sono riportati quelli più si-  
gnificativi. Si precisa inoltre che per i provini N° 1 e 2 del Getto A1, con inserto preinserito, non si hanno i ri-  
sultati in quanto con il provino N° 1 è stata testata la macchina del *pull-out*, ed il N° 2 è da considerarsi inuti-  
lizzabile in quanto l'inserto non era perfettamente solida-  
dale con il calcestruzzo.

#### 4. RISULTATI DELLE PROVE

In prima analisi, per un confronto fra i dati ottenuti, sono riportati, nella Tabella 1 per il Getto A1, e nella Tabella 2 per il Getto A2, i valori delle forze limite di aderenza (FT) e di estrazione (FE) degli inserti pre e post inseriti. Dove la forza FT, definita come forza li-  
mite di aderenza, è riconoscibile in quanto separa la parte elastica da quella dei grandi scorrimenti ed FE corri-  
sponde al valore limite di rottura che per tutti i provini è avvenuta sempre per collasso dell'aderenza tra ac-  
ciaio-calcestruzzo o acciaio-resina-calcestruzzo,

Provino	Preinserito (kN)		Postinserito (kN)	
	FT	FE	FT	FE
1	-	-	30	34
2	-	-	30	34
3	12	21	25	35
4	20	35	35	40
5	20	25	30	35
6	25	29.9	25	30

Tabella 1 Forze limite di aderenza FT e di estrazione FE (Getto A1 a/c = 0.45)

Provino	Preinserito (kN)		Postinserito (kN)	
	FT	FE	FT	FE
1	15	18.3	25	30
2	30	37	30	35
3	10	14	30	35
4	15	17.5	15	20
5	20	25	30	35
6	20	22	25	30

Tabella 2 Forze limite di aderenza FT e di estrazione FE (Getto A2 a/c = 0.52)

Nella Tabella 3, per evidenziare il comportamento degli inserti in funzione del tipo di getto sono riportati gli incrementi percentuali dei valori delle forze di estra-  
zione per i preinseriti (D1 %) e per i postinseriti (D2 %) del Getto A1 (a/c = 0,45) rispetto al Getto A2 (a/c = 0,52).

Provino	1	2	3	4	5	6
D1 %	-	-	50	100	0	35
D2 %	13.3	2.8	0	110	0	0

Tabella 3 Differenze percentuali tra le Forze di estra-  
zione degli inserti pre e post inseriti, del  
Getto A1 rispetto al Getto A2.

Dall'esame delle Tabelle 1 e 2 si può osservare come le forze limite di aderenza e di estrazione siano sempre

nettamente superiori, salvo qualche eccezione, nel caso degli inserti postinseriti rispetto a quelle ottenute per i preinseriti e che (Tabella 3) il valore delle forze di estrazione aumenta con le caratteristiche resistive del calcestruzzo, ma che questa influenza è assai minore, ad eccezione del provino N° 4, negli inserti postinseriti, potendosi affermare che, in linea di massima, la resina migliora le caratteristiche resistive del calcestruzzo anche nell'intorno della barra.

Le stesse osservazioni sono evidenziate nelle Figure 1 e 2, che rappresentano gli incrementi percentuali delle forze limite di aderenza e di estrazione dei valori ottenuti con gli inserti postinseriti rispetto a quelli dei preinseriti.

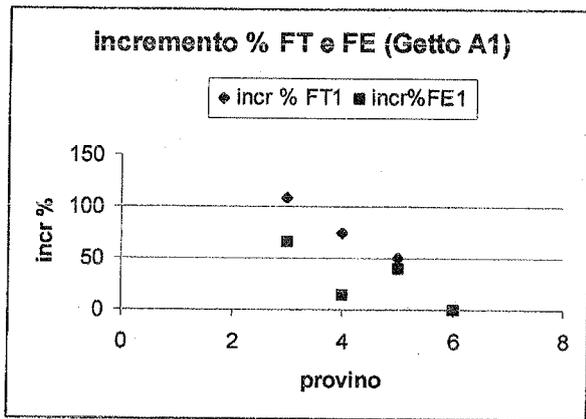


Fig. 1 Incremento percentuale della Forza limite di aderenza e di estrazione rispetto al preinserito (Getto A1)

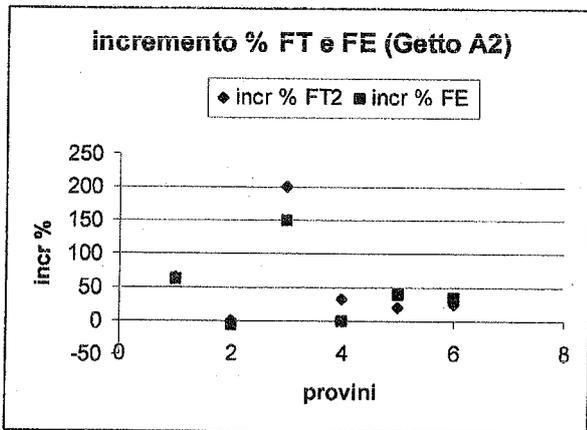


Fig. 2 Incremento percentuale della Forza limite di aderenza e di estrazione rispetto al preinserito (Getto A2)

Nella Figura 3 è rappresentato il diagramma tipo forza-scorrimento per un inserto pre e post inserito del Getto A1, in particolare sono i risultati relativi al provino N° 6. Gli scorrimenti rappresentano i valori reali, depurati

dagli spostamenti ottenuti con il comparatore posto sull'anello di contrasto, con il quale è stato misurato lo schiacciamento del calcestruzzo dovuto alla pressione dell'anello. Il diagramma mostra che il ciclo di isteresi e gli scorrimenti, a parità di carico, sono maggiori per gli inserti preinseriti e questo risultato è confermato in quasi tutti i diagrammi ed in particolare modo in quelli relativi al Getto A2 ( $a/c = 0,52$ ).

E' evidente che la viscosità della resina consente un minore impegno di energia necessaria per l'estrazione ed anche uno scorrimento finale più contenuto. Dal diagramma si può notare come sia evidente la forza FT, definita come forza limite di aderenza, in quanto il diagramma presenta un ginocchio, più o meno marcato, che separa la parte elastica da quella dei grandi scorrimenti

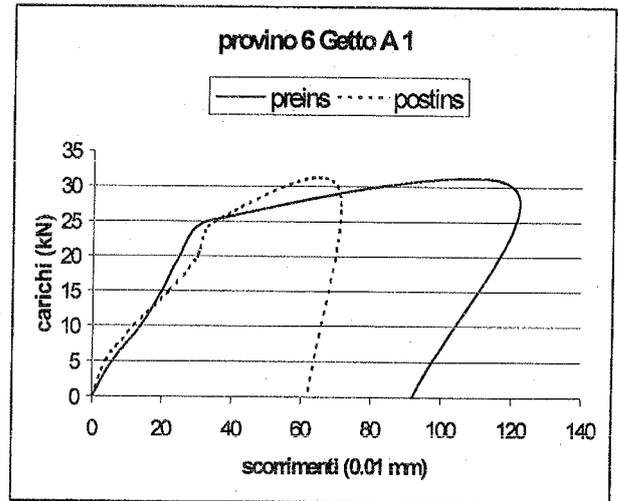


Fig. 3 Forza-scorrimento (provino 6 Getto A1)

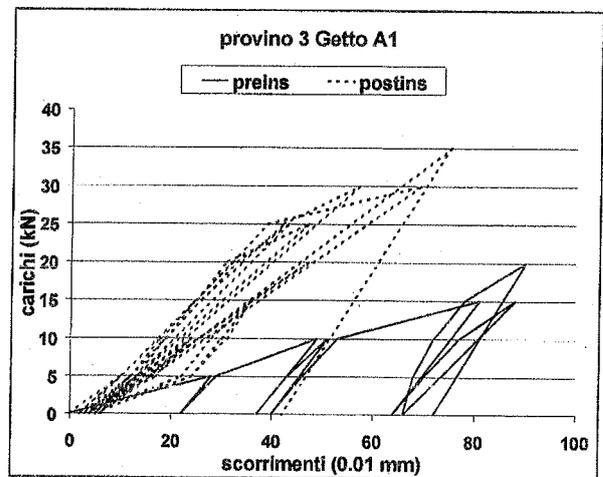


Fig. 4 Forze-scorrimenti, con cicli di carico e scarico intermedi (provino 3 Getto A1).

Nella Figura 4 viene mostrato nel dettaglio il comportamento del provino 3 del Getto A1 per i cicli di carico e scarico sino al raggiungimento della forza limite di rottura per il provino pre e post inserito. L'osservazione più rilevante è quella relativa al comportamento dei due inserti sino al superamento della forza limite di aderenza, in quanto già al di sotto di tale valore, nel provino preinserito allo scarico non si ottengono gli stessi valori degli spostamenti realizzati nei cicli precedenti, segno che cominciano a innescarsi degli scorrimenti che non vengono, se non in minima parte recuperati elasticamente. Nell'inserto fissato con la resina, invece, sino al valore della forza limite di aderenza, ma anche per valori prossimi alla completa rottura, la resina garantisce forti recuperi elastici.

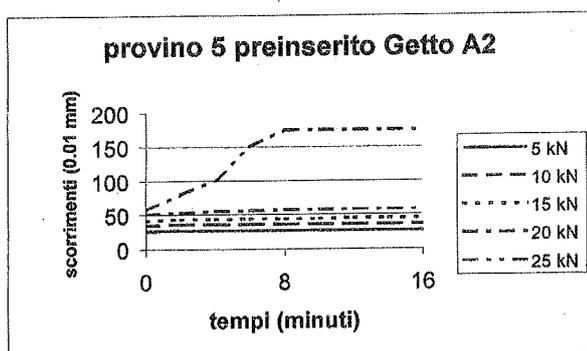


Fig. 5 Tempo di stabilizzazione degli scorrimenti provino 5 preinserito

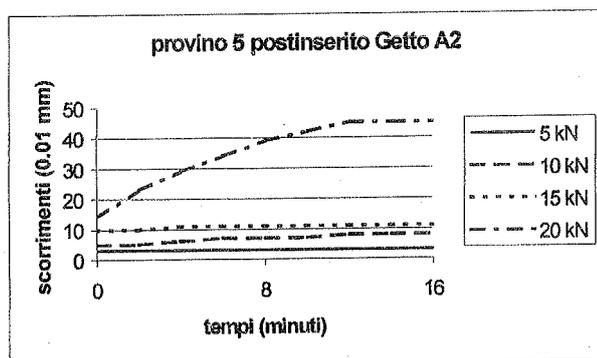


Fig. 6 Tempo di stabilizzazione degli scorrimenti provino 5 postinserito

Per i provini 5 e 6 del Getto A2 pre e post inseriti è stata introdotta la variabile tempo: ad ogni step, il valore del carico è stato applicato per 16 minuti e le letture sono state eseguite sul comparatore applicato sulla testa dell'estrattore ogni 2 minuti. La stabilizzazione è avvenuta in tempi brevi per carichi sotto i 15 kN mentre per carichi superiori il tempo si dilata ma non si è comunque andati oltre i 14' (Figg. 5 - 6). Si è potuto notare che i tempi di stabilizzazione delle letture sono proporzionali al carico, a carico maggiore tempo di stabilizzazione maggiore, e per i provini postinseriti il tempo di stabi-

lizzazione è sempre superiore, a parità di carico, rispetto ai provini preinseriti

## 5. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per riprodurre teoricamente la prova di laboratorio si è creato, per mezzo del programma ANSYS, un modello agli elementi finiti al fine di estrapolare la metodologia ad altri casi reali in diverse condizioni di getto e di materiale. Si è scelto di adottare elementi assial-simmetrici a sezione rettangolare a quattro nodi con tre gradi di libertà per nodo ( $u_x, u_y, u_z$ ), che permettono una modellazione molto semplificata in quanto è sufficiente un basso numero di nodi. Si è eseguita un'analisi di tipo elastico in quanto, mentre per l'acciaio e il calcestruzzo sono note tutte le caratteristiche, per la resina la ditta produttrice fornisce solo il modulo elastico e la tensione caratteristica di rottura. Si sarebbe potuto utilizzare un codice di calcolo creato ad hoc od un altro tipo di elemento che consentisse anche il calcolo in fase plastica, ma il nostro intento era volto solo a creare un modello semplice ed utilizzabile con facilità. Il modello è costituito da tre zone distinte relative ai tre diversi materiali di cui è composto il provino: una per il calcestruzzo, una per la resina e una per l'acciaio. Ogni zona, a cui sono state assegnate le relative caratteristiche elastiche, è stata opportunamente suddivisa in elementi, infittendo la mesh in corrispondenza dell'interfaccia dei tre materiali dove sono presumibili concentrazioni di sforzi. La struttura è stata vincolata alla base impedendone tutti gli spostamenti. Il provino è caricato nella sezione terminale dell'inserto metallico mediante 4 forze di trazione, la cui risultante è pari a 40 kN applicate in forma assial-simmetrica ai 4 nodi anulari in cui risulta suddivisa la sezione d'acciaio. Il calcolo è stato eseguito, per comodità di lettura dei risultati, in otto passi cioè si è arrivati al valore finale del carico con incrementi di 5kN, memorizzando tutti i passi intermedi. I risultati ottenuti con la simulazione sono stati confrontati sia con i valori rilevati durante le prove che con quelli teorici ricavati dalla guida al dimensionamento dei ferri di ripresa, fornita dalla ditta produttrice della resina [5] e precisamente:

1. la forza di trazione di calcolo:

$$R_{yd} = \frac{\pi}{4} \Phi^2 \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (1)$$

dove  $\gamma_s$  viene assunto pari a 1.15

2. la forza di calcolo che si può generare sulla superficie del legame tra il ferro e la resina:

$$R_{bd} = \frac{25\pi L_b \sqrt{\Phi}}{\gamma_c} \quad (2)$$

dove  $\gamma_c$  viene assunto pari a 1.5, ed  $L_b$  è la lunghezza di ancoraggio

3. la forza di calcolo che si può generare nel legame tra resina e il foro nel calcestruzzo:

$$R_{bd} = \frac{4.5\pi L_b \sqrt{f_{ck}} \Phi}{\gamma_c} \quad (3)$$

Nella Tabella 4 sono riportati i risultati ottenuti dalle (1), (2) e (3), applicate ai nostri provini per  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ , a meno del coefficiente di sicurezza per renderli confrontabili con i valori forniti dal modello.

Forze (kN)	Sforzi (N/mm)
$R_y = 21614$	$\sigma_y = 430$
$R_b = 177726$	$\sigma_b = 8.84$
$R_c = 21459$	$\sigma_c = 7.11$

Tabella 4 Valori teorici a meno del coefficiente di sicurezza

Nella Tabella 5 sono stati riportati solo i valori degli sforzi dei nodi in cui si sono verificati i massimi sforzi assiali, che sono stati rilevati sempre nei nodi posizionati nella zona di spiccato dell'inserto metallico.

F (kN)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$U_y$ (mm)
5	101.26	1.88	1.70	0.042
10	202.52	3.77	3.40	0.085
15	303.78	5.65	5.10	0.130
20	405.05	7.53	6.80	0.17
25	506.31	9.41	8.50	0.210
30	607.57	11.3	10.19	0.250
35	707.83	13.18	11.89	0.3
40	801.10	15.06	13.59	0.34

Tabella 5 Valori massimi ottenuti con il modello

Dal confronto dei valori della Tabella 4 con quelli ottenuti in base al modello si nota come i valori teorici di  $\sigma_y$ ,  $\sigma_b$  e  $\sigma_c$  corrispondano a valori della forza di estrazione compresi tra 20 e 25 kN. Ricordando ora i valori limite della forza di estrazione ottenuti dalla sperimentazione (Tabelle 1 e 2), il cui valore medio è di circa 33 kN, si può osservare come questi siano sempre superiori in media del 67% di quelli teorici. Introducendo poi i coefficienti di sicurezza per i materiali le (1), (2) e (3) forniscono  $\sigma_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{bd} = 5,89 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{cd} = 4.74 \text{ N/mm}^2$ , che corrispondono a valori teorici della forza di estrazione compresi tra 15 e 20 kN per  $\sigma_{yd}$  e  $\sigma_{bd}$  e tra 10 e 15 kN per  $\sigma_{cd}$ , per cui i valori sperimentali sono mediamente superiori del 100% di quelli teorici.

Da tutto ciò si può osservare innanzi tutto come la Ditta produttrice della resina adotti dei coefficienti di sicurezza assai elevati e che una semplice modellazione agli elementi finiti consente di prevedere il comportamento dell'inserto con un notevole grado di sicurezza.

Dall'esame poi dei valori degli scorrimenti della barra ottenuti con il modello, dell'ordine di qualche decimo di millimetro, si può notare come questi siano perfettamente confrontabili con i valori medi valutati sperimentalmente. Si può pertanto concludere che pur nella

sua semplicità, la modellazione proposta fornisce una valida indicazione sul comportamento reale della barra ancorata chimicamente.

## 6. CONCLUSIONI

Una sperimentazione, condotta mediante prova di estrazione con una macchina da *pull-out*, su inserti, ottenuti da barre ad aderenza migliorata, preinseriti al momento del getto e postinseriti, mediante resina epossidica, in un elemento di calcestruzzo ha permesso di ottenere indicazioni sulla affidabilità dell'utilizzo della resina nel fissaggio di barre d'armatura. I risultati possono definirsi più che soddisfacenti in quanto i valori delle forze di estrazione degli inserti postinseriti hanno garantito, ed in genere superato, quelli ottenuti con gli inserti preinseriti. Inoltre gli scorrimenti dell'inserto postinserito rispetto al calcestruzzo, rilevati durante le prove, anche se richiedono un tempo di stabilizzazione maggiore, hanno mostrato che la resina garantisce elevati recuperi elastici durante i cicli di carico e scarico, che gli scorrimenti totali sono inferiori a quelli degli inserti preinseriti ed ancora che la resina migliora le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo nell'intorno dell'inserto. Per completare l'analisi sono in progetto altre prove sperimentali per caratterizzare il comportamento del fissaggio di barre d'armatura mediante resina in presenza di elevate temperature, cicli termici ed ambiente aggressivo.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] S. MASTRODICASA – 1997, Dissesti statici delle strutture edilizie, Hoepli Editore S.p.A., Milano.
- [2] A. CARPINTERI, P. BOCCA, a cura di, 1991, Convegno DDMS, Pitagora Editrice, Bologna.
- [3] L. CALECA, A. DE VECCHI – 1993, Tecnologie di consolidamento delle strutture murarie, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [4] A. GIUFFRÈ, a cura di, 1993 – Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia, Editori Laterza.
- [5] P. MARTI – 1993, Anchoring of concrete reinforcement using an injection adhesive, Report No. 93. 327-1, Hilti Development Corporation, Kaufering, Germany.
- [6] S. VALENTE, – 1991, Analisi della prova di estrazione tramite un approccio di meccanica della frattura, Danneggiamento e diagnosi di materiali e strutture, Pitagora Editrice Bologna.
- [7] UNI 9536 – Ottobre 1989, Calcestruzzo indurito. Determinazione della forza di estrazione con inserti preinglobati nel getto.
- [8] UNI 10157 – Dicembre 1992, Calcestruzzo indurito. Determinazione della forza di estrazione mediante inserti postinseriti ad espansione geometrica e forzata.

## SUL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI TRAVI COMPOSTE GFRP - CALCESTRUZZO AD ELEVATE PRESTAZIONI

**Angelo DI TOMMASO<sup>o</sup>, Salvatore RUSSO\***

(°) Professore Ordinario, Ist. Univ. di Arch. di Venezia

(\*) Tecnico Laureato, Ist. Univ. di Arch. di Venezia

### SOMMARIO

La ricerca analizza il comportamento a flessione di travi composte frutto dell'associazione di FRP e calcestruzzo ad elevate prestazioni. Le travi in FRP sono profili strutturali pultrusi rinforzati con fibra di vetro, il calcestruzzo ha classe di resistenza pari ad 80 MPa. La connessione tra i due materiali è stata garantita sia mediante impiego di resina, sia mediante getto diretto del conglomerato sulla superficie dei profili precedentemente abrasa. Lo studio intende analizzare specificatamente la tenuta dell'interfaccia tra i due materiali e le modalità di collasso dell'elemento.

### SUMMARY

The aim of the study regarding the structural behavior of beam combined with GFRP and High Strength Concrete (HSC). The tests had been carried with four point bending test, employing different types of GFRP pultruded shapes. The bond between pultruded profiles and concrete is obtained by two methods, with ephoxidic resin, and casting directly the concrete on surface of pultruded profiles.

### 1. Introduzione

Lo studio si inserisce nel filone di ricerca che riguarda l'impiego dei materiali compositi nelle costruzioni civili.

Tale argomento è ormai da qualche anno al centro di numerose indagini teorico - sperimentali volte ad approfondire le possibilità applicative associate all'uso dei materiali compositi.

I temi di maggiore sviluppo sono tre: a) il rinforzo di strutture in c.a., c. a. p. e muratura mediante lamine o tessuti in composito; b) l'uso di barre di rinforzo in composito (staffe, reti, barre normali e da precompressione) per la realizzazione di elementi strutturali, con elevati benefici in termini di durabilità, e con uno sbocco particolarmente interessante nel campo del c. a. p.; c) l'impiego dei profili strutturali in composito ottenuti per pultrusione, per la realizzazione

di strutture con ridotto peso proprio ed elevata resistenza.

La presente ricerca affronta quest'ultimo aspetto - punto c) - con specifico riferimento alla possibilità di utilizzare una trave 'composta', (detta anche 'ibrida') frutto dell'associazione di profili pultrusi in GFRP e calcestruzzo ad elevate prestazioni.

Più in generale occorre ricordare che i profili strutturali in composito possono essere assemblati in forma di tradizionale telaio, in travi e pilastri, con collegamenti - bulloni e fazzoletti - disponibili anche in composito.

Il rinforzo viene realizzato prevalentemente a base di fibra di vetro (per motivi di costo), con una matrice termoindurente in resina di poliestere o vinilestere.

Negli Stati Uniti ed in alcuni Paesi del nord Europa sono già presenti alcune realizzazioni. I settori di maggior sviluppo riguardano le infrastrutture leggere,

ad esempio le passerelle pedonali, [1], i ponti veicolari di ridotta luce, [2], [3] - per i quali sono state messe a punto specifiche sezioni per meglio sfruttare le prestazioni meccaniche del materiale, ed è stata analizzata la risposta del materiale all'impatto, [4], [5], [6]; o, ancora, le strutture inserite in un contesto ambientale altamente aggressivo, ad esempio gli stabilimenti chimici, o i cosiddetti 'water-front'.

Da un punto di vista strutturale, i pregi del materiale riguardano soprattutto la riduzione del peso proprio a fronte di elevate resistenze.

Tra i difetti, invece, un ridotto valore del modulo di elasticità (variabile tra 1/6 ed 1/7 del modulo di elasticità dell'acciaio), e la facilità di innesco di fenomeni di instabilità locale e globale dipendenti dall'elevata deformabilità del materiale.

Non elevata risulta inoltre la resistenza al fuoco, anche se esiste la possibilità di assemblare il rinforzo in fibra con resine fenoliche o acriliche, incrementando così il livello di resistenza e riducendo la tossicità dei fumi; inoltre a livello di protezione esterna, è possibile utilizzare intonaci e vernici ignifughe.

Peraltro, il comportamento meccanico dei profili è sensibilmente influenzato dalla geometria e dal tipo di profilo, dalla percentuale e dalla direzione delle fibre e dal tipo di matrice.

La presenza di un asse predominante di allineamento delle fibre continue definisce un asse principale di prestazioni, caratteristico dei materiali anisotropi, e necessità di uno specifico approccio teorico, [7], [8], [9].

Per quanto riguarda la possibilità di assemblaggio dei profili pultrusi con calcestruzzo, si tratta di un settore dalle grandi potenzialità, ma non privo di aspetti ancora poco chiari. Ad esempio il funzionamento meccanico dell'interfaccia GFRP - calcestruzzo, l'aggressione delle fibre di vetro indotta dalla reazione alcalina del calcestruzzo, con il conseguente deterioramento delle sue proprietà meccaniche, e il comportamento viscoso della resina.

Il modello sperimentale di seguito proposto - che utilizza un profilo di serie non ancora ottimizzato allo scopo - nasce appunto con l'obiettivo di analizzare il comportamento a flessione di travi 'composte' GFRP - calcestruzzo, conducendo le prove sino a collasso.

Vengono dunque verificati la compatibilità strutturale tra un materiale tradizionale - quale il calcestruzzo - ed il composito, il comportamento meccanico dell'interfaccia al crescere dei carichi applicati, e le modalità di collasso.

È evidente che un ruolo primario nel funzionamento strutturale della trave 'composta' GFRP-HSC (High Strength Concrete) sarà assunto dall'effettiva aderenza, sia chimica che meccanica, che si verrà ad instaurare tra i due materiali.

L'efficacia globale dell'insieme strutturale dipenderà infatti nella sostanza dalla tenuta locale dell'accoppiamento composito - calcestruzzo

La sperimentazione presenta due distinte modalità di assemblaggio. La prima garantita dalla adesione chimica del conglomerato gettato direttamente sulla superficie del profilo preventivamente abrasa, (in modo da favorire il contatto diretto del calcestruzzo con la fibra e non con la matrice); la seconda interponendo della resina, fresca e in fase di getto, tra i due materiali.

Il secondo metodo di assemblaggio appare più idoneo in quanto la resina interposta tra GFRP e calcestruzzo impedisce il deterioramento della matrice indotto a lungo termine dal calcestruzzo, e garantisce il funzionamento nel tempo della trave.

Per quanto riguarda il possibile utilizzo di questo tipo di trave nel campo delle costruzioni, si può pensare alla realizzazione di un solaio alleggerito, che possa sfruttare al meglio la resistenza a compressione del calcestruzzo e quella a trazione delle fibre, a fronte di un ridotto peso proprio complessivo.

Occorre inoltre ricordare che è stato recentemente realizzato il primo edificio con struttura interamente in pultruso, [10].

Lo studio proseguirà - per confronto con i dati sperimentali - con un'analisi delle prestazioni strutturali della trave in GFRP e calcestruzzo, condotta con un metodo di analisi semplificato che ha già fornito risultati attendibili per elementi con le stesse caratteristiche strutturali e di accoppiamento tra materiali, [11], [12], [13].

## 2. Materiali e sperimentazione

### 2.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo impiegato ha classe di resistenza nominale pari a 80 MPa. Nella Tab. n.1 vengono elencate le caratteristiche del mix ed i risultati delle prove a compressione (valori medi) eseguite a 7 e 28 giorni.

Classe	Dos. cem.	Tipo cem.	A/c	Addit.	Silica Fume	R <sub>cm</sub> 7 gg	R <sub>cm</sub> 28 gg
80 MPa	450 kg/m <sup>3</sup>	52.5	0.38	Glenium 51-1.2%	30 kg/m <sup>3</sup>	87.9 MPa	88.3 MPa

Tab. n.1. Calcestruzzo

### 2.2 Profilo in GFRP

Nelle tabelle n.2 e n.3 sono indicate rispettivamente le prestazioni meccaniche di massima della fibra e della matrice, (secondo le indicazioni presenti in letteratura,

[13] ), e del materiale pultruso. (secondo le indicazioni fornite dai produttori dei profili).

Fibre di vetro	Diam. ( $\mu\text{m}$ )	Peso Spec. ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Mod. E (GPa)	Tens. rottura (GPa)	All. Rott. (%)	C.D. termica ( $10^{-6}/^\circ\text{C}$ )
E-Glass	10	2.54	72.4	4.35	4.8	5.0
S-Glass	10	2.49	86.9	4.3	5.0	2.9
Resine Term.		Resist traz. (GPa)	Mod E (GPa)	All. Rott. (%)	Resist Fles. (GPa)	Mod. fles (GPa)
Iso Poliesteri		0.078	3.309	2.9	0.125	3.447
Vinilest.		0.087	3.309	4.2	0.149	3.379

Tab.n.2 Fibra e matrice

$\gamma$	Peso specifico del profilo	1600-2100 kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_t$	Tens. di rottura a traz. longitud.	200-500 MPa
$E_t(\text{provetta})$	Modulo di elasticità a trazione	20.000-30.000 MPa
$E_{fl}(\text{provetta})$	Modulo di elast. a fles. su provetta	15.000-20.000 MPa
$E_{fl}(\text{full-bending})$	Modulo di elasticità a fles. su trave	25.000-30.000 MPa
G	Modulo a taglio	3.000-5000 MPa.
$\nu$	Coefficiente di Poisson	0.2-0.3
C.D.T.	Cocf. di dilatazione termica	$(8-10) \times 10^{-6} ^\circ\text{C}^{-1}$

Tab. n.3 Materiale composito

La sezione tipo di un profilo pultruso è costituita da un nucleo centrale di fibre di vetro, monodirezionali, denominate Roving, ed uno strato esterno continuo a trama trasversale, denominato Mat, entrambi associati ad una matrice di resina. Il contenuto di fibre di vetro del roving è pari al 40% in volume.

### 2.3 Assemblaggio GFRP - calcestruzzo

L'assemblaggio tra il profilo in GFRP ed il calcestruzzo è stato realizzato, a parità di dimensioni del profilo, con getto diretto e con interposizione di resina Figura n.1. La resina impiegata è di tipo epossidico, bicomponente e priva di solventi.

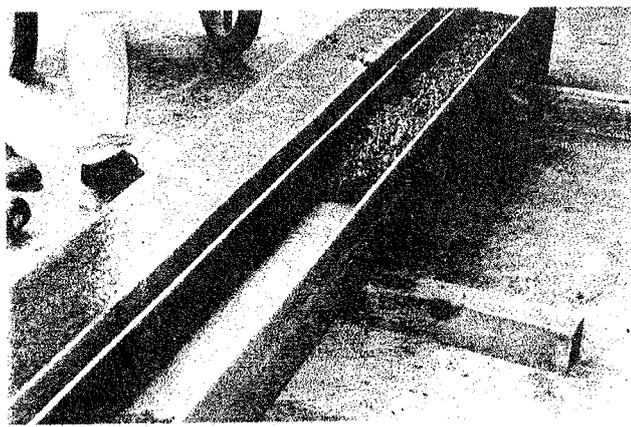


Fig. n.1. Fase di getto del calcestruzzo

### 2.4 Prove

Le prove a flessione sono state effettuate secondo lo schema di carico indicato in Fig.2, che illustra altresì la sezione tipo dell'elemento con profilo ad 'H'. Con lo stesso criterio di assemblaggio sono stati impiegati anche profili ad 'I', (per le dimensioni si veda Tab.n.4).

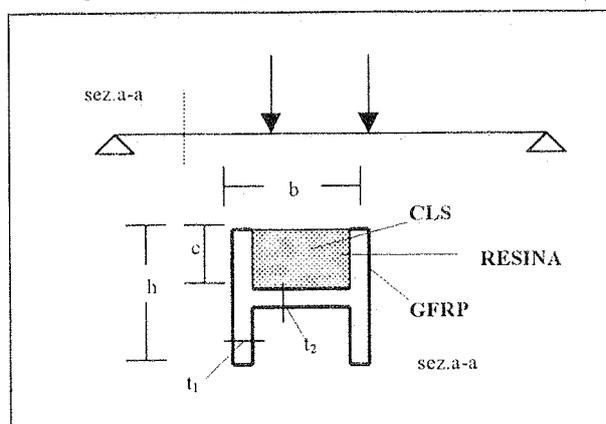


Fig. n.2. Schema statico e sezione trave ad 'H'

Il tratto caratterizzato da momento costante è stato strumentato mediante impiego di n.2 trasduttori induttivi millesimali disposti al bordo superiore ed inferiore, in modo da rilevare l'andamento delle deformazioni nel calcestruzzo compresso e della fibra di vetro nella zona tesa, Fig.n.3. In corrispondenza degli appoggi sono stati realizzati dei getti di calcestruzzo al fine di evitare il collasso anticipato della trave indotto dall'instabilizzazione delle flange. All'estradosso della trave, nelle zone d'estremità, sono stati applicati dei flessimetri centesimali per valutare gli spostamenti trasversali, da cui ricavare la rotazione dell'elemento. Le prove a flessione sono state eseguite con una macchina da 1200 kN con restituzione automatica dei dati.

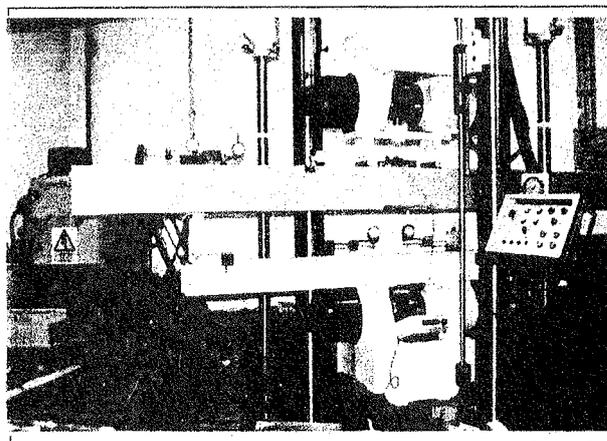


Fig.n.3. Attrezzatura di prova

### 3. Modalità di collasso

La sezione assemblata con un profilo in GFRP e calcestruzzo soggetta a sollecitazione flettente può raggiungere il collasso secondo distinte modalità di crisi.

Le modalità di collasso del sistema vanno ricondotte all'accoppiamento di un materiale fragile, quale il calcestruzzo e di un materiale anisotropo con un ridotto modulo elastico, quale il composito in GFRP. Un'ulteriore complessità è data dal fatto che la connessione non è garantita dai pioli (come nelle tradizionali sezioni composte acciaio - calcestruzzo) ma è affidata all'incollaggio mediante resina. Da un punto di vista teorico si potranno dunque manifestare le seguenti cause di collasso, [9]:

- limite di resistenza a taglio delle flange
- instabilità delle flange
- rottura per trazione delle fibre al lembo teso
- debonding (perdita di aderenza)
- rottura per taglio (diagonale) del calcestruzzo se presente con spessori elevati.

Per quanto concerne il debonding, cioè l'analisi del collasso dovuto allo scollamento all'interfaccia resina-GFRP o resina-clt, la ricerca propone alcune valutazioni sperimentali, ma non approfondisce l'argomento dal punto di vista analitico.

Peraltro in letteratura è già stato fornito un modello di studio del problema, [12].

### 4. Risultati sperimentali

I diagrammi delle figure 4, 5 e 6 illustrano il comportamento per confronto delle travi assemblate con e senza resina. I diagrammi delle figure 7, 8 e 9 illustrano invece l'andamento delle deformazioni nel calcestruzzo e nel GFRP con riferimento, in quest'ultimo caso, ai valori nominali di collasso per trazione. Le figure n.10 e n.11 illustrano la fase di instabilizzazione delle flange e la conseguente lacerazione del profilo, indotta da tensioni tangenziali, in corrispondenza dell'anima.

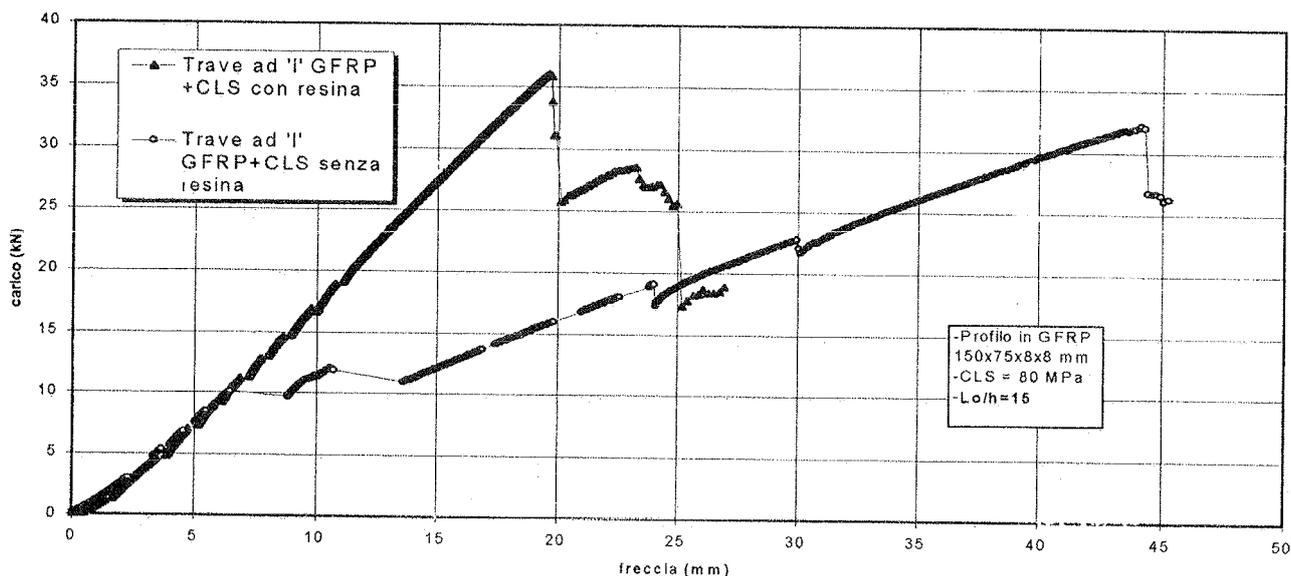
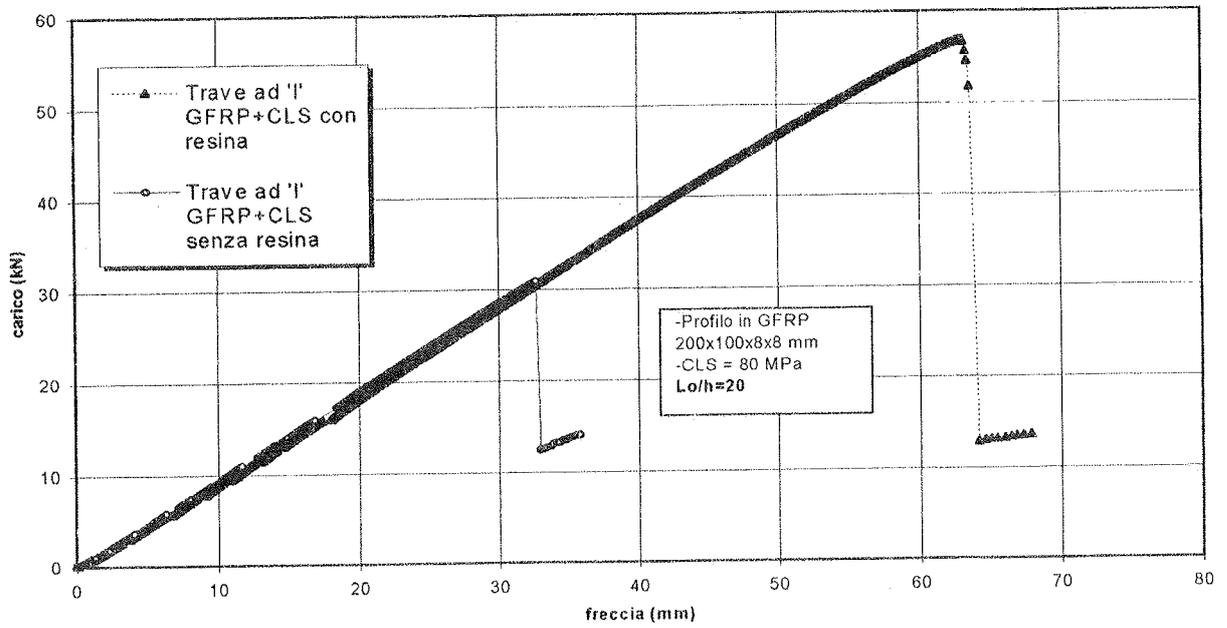
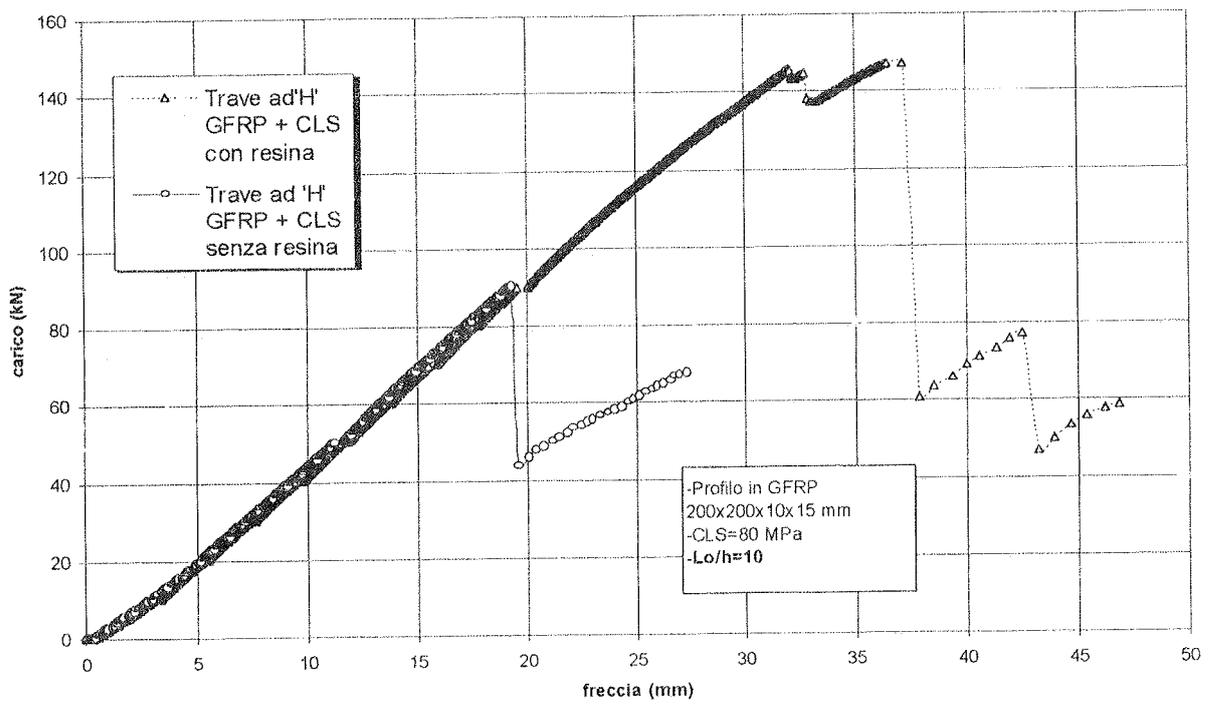


Fig.n.4. Diagramma carico-freccia, trave GFRP+CLS,  $L_0/h=15$

Fig.n.5. Diagramma carico-freccia, trave GFRP+CLS,  $L_0/h=20$ Fig.n.6. Diagramma carico-freccia, trave GFRP+CLS,  $L_0/h=10$

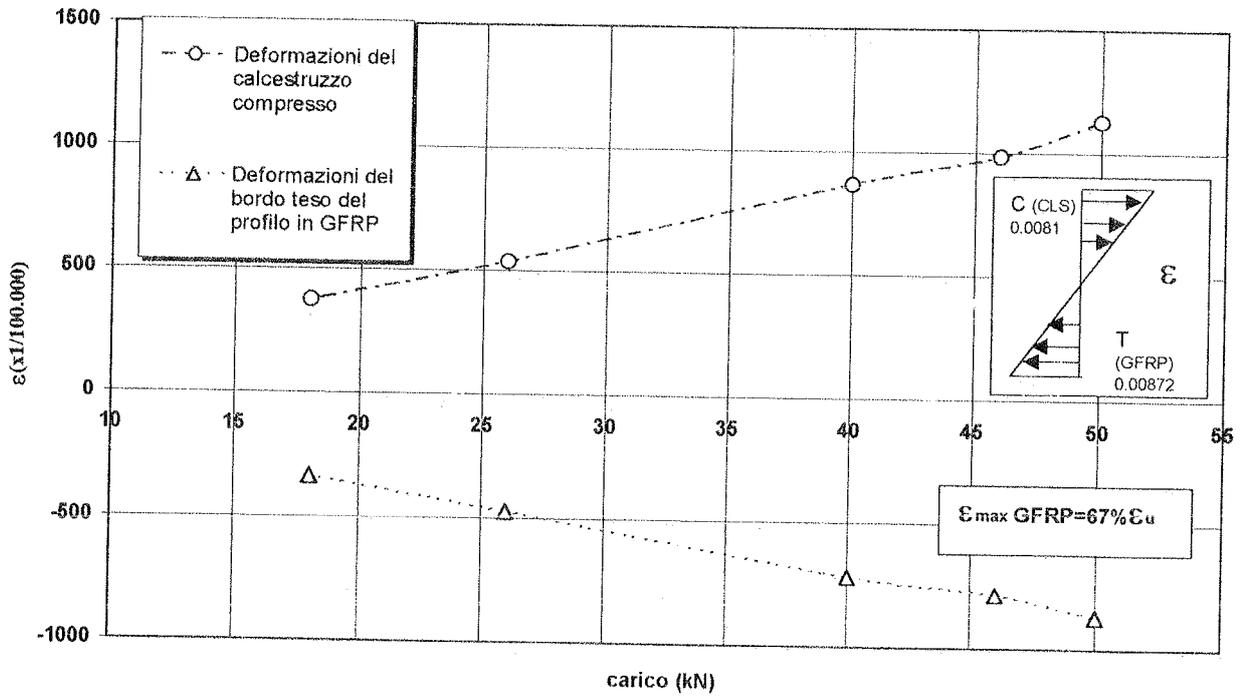


Fig.n.7. Deformazioni di CLS e GFRP. Trave con profilo ad 'I', 200x100x8x8 mm. Per modalità di collasso si veda Tab.n.5.

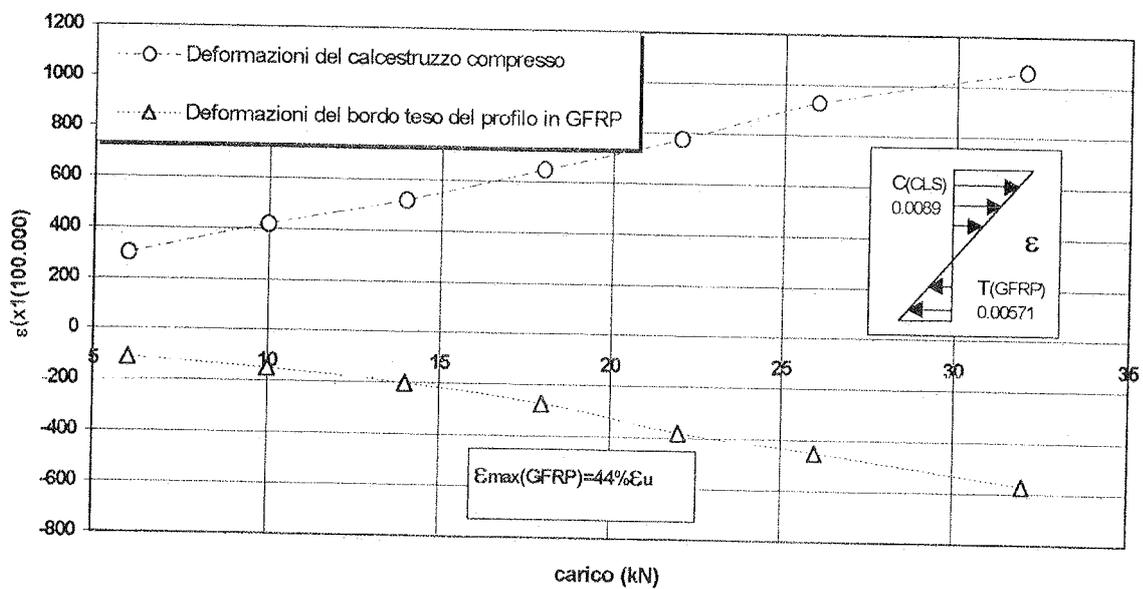


Fig.n.8. Deformazioni di CLS e GFRP. Trave con profilo ad 'I', 150x75x8x8 mm. Per le modalità di collasso si veda Tab.n.5.

	Trave 'H' 200x200x10x15 mm	Trave 'I' 200x100x8x8 mm	Trave 'I' 150x75x8x8 mm
Rapporto Luce/Altezza	10	20	15
Carico max	145.57 kN - (90.36)	56.94 kN - (30.85)	36.34 kN - (29.96)
Freccia massima	mm 32.01 - (19.31)	mm 63.07 - (32.69)	mm 19.61 - (11.8)
Def. Max cls	0.00615 (96% P <sub>max</sub> )	0.0081(88%P <sub>max</sub> )	0.0089 (87%P <sub>max</sub> )
Def. Max GFRP (bordo teso profilo pultruso)	0.00981	0.00872	0.00571
Tipo di collasso	<i>Perdita di aderenza e instabilità delle flange (perdita di aderenza)</i>	<i>Perdita di aderenza con schiacciamento del calcestruzzo e instabilità flange (perdita di aderenza)</i>	<i>Schiacciamento calcestruzzo + perdita di aderenza (perdita di aderenza)</i>

Tab.n.4. Risultati complessivi, travi con resina  
(i dati in parentesi si riferiscono alle travi senza resina)

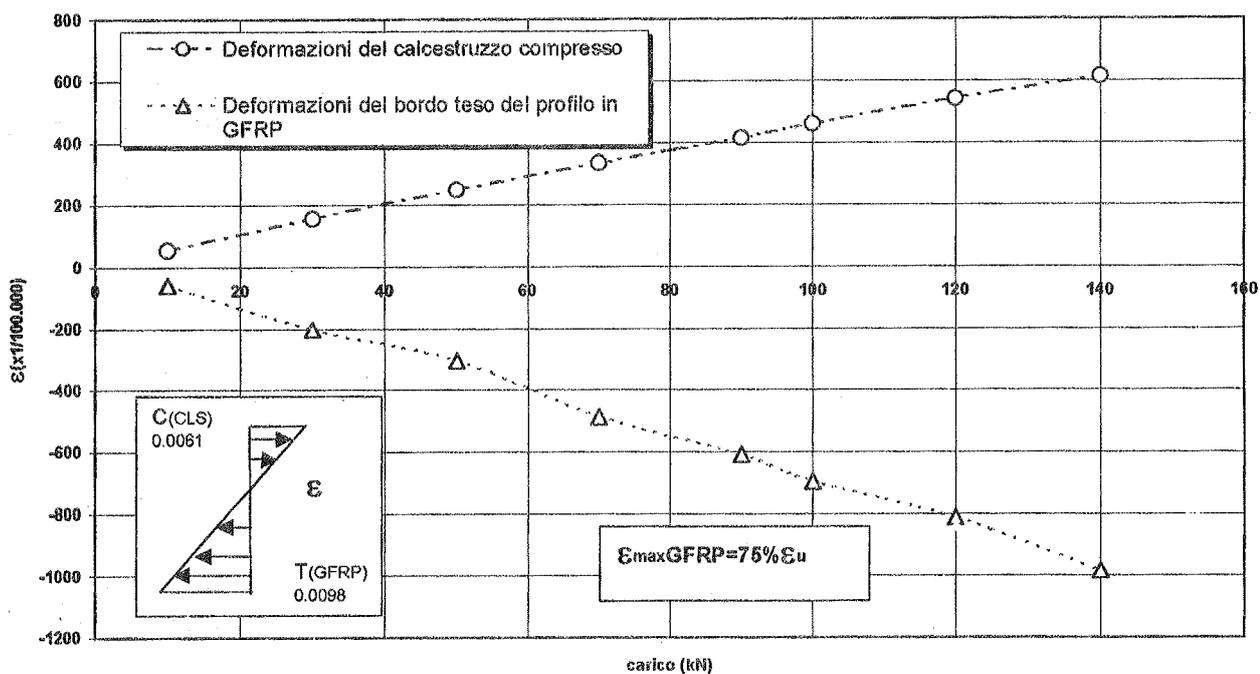


Fig.n.9. Deformazioni di CLS e GFRP. Trave con profilo ad 'H', 200x200x10x15 mm. Per modalità di collasso si veda Tab.5.

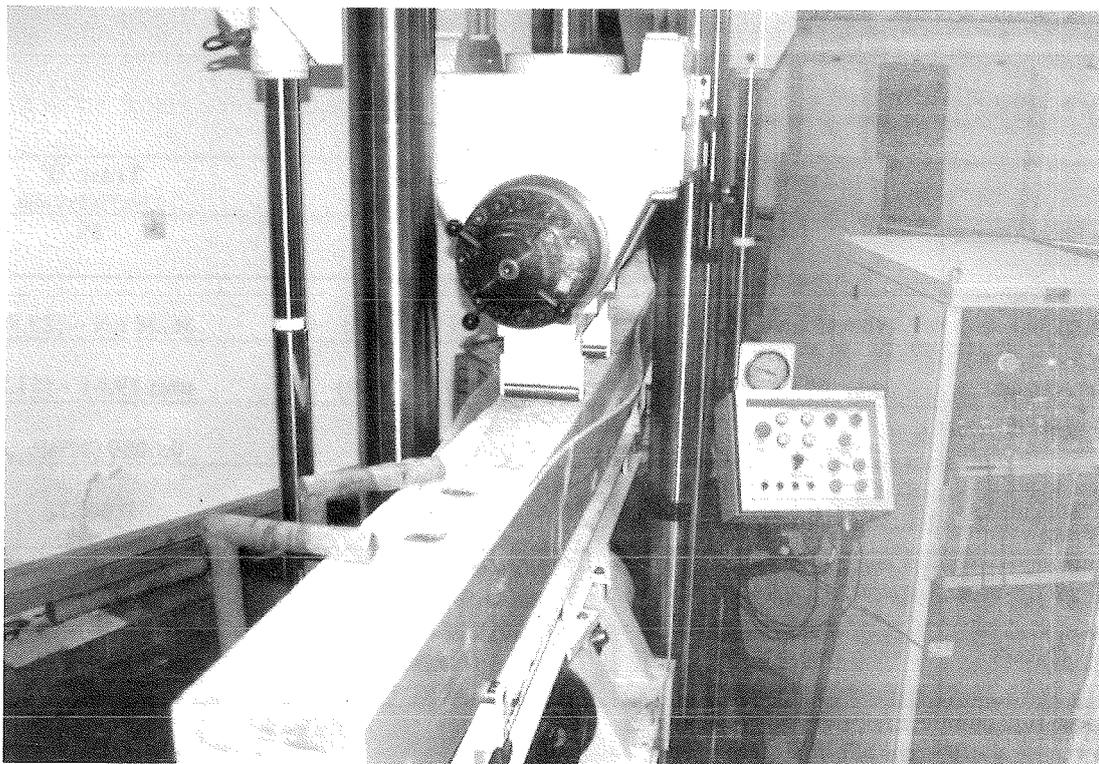


Figura n.10. Trave 'H', fase di collasso:  
instabilizzazione delle flange



Fig.n.11. Trave 'H', fase di collasso: distacco locale  
- in corrispondenza della mezzeria - della flangia.

I risultati complessivi delle prove sono indicati in Tabella n.4.

Ancora con riferimento ai diagrammi delle figure 7, 8 e 9 si nota una sensibile variazione della posizione dell'asse neutro al variare della sezione del profilo in composito e, conseguentemente, del quantitativo di calcestruzzo.

La presenza di un'elevata deformazione del calcestruzzo è infatti più evidente nel caso di profili ad 'I', per cui la profondità dell'asse neutro risulta maggiore, con un ridotto impegno resistenziale della fibra in vetro.

Per quanto riguarda invece l'andamento delle deformazioni nel profilo ad 'H', Fig.n.8, l'entità delle deformazioni della fibra di vetro risulta sensibilmente maggiore rispetto al calcestruzzo, per cui il funzionamento strutturale della sezione risulta più adeguato.

Peraltro in quest'ultimo caso l'entità della deformazione raggiunta dalla fibra di vetro è pari al 75% del valore di deformazione massima fornita dai produttori di detto materiale.

## 5. Conclusioni

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile fare le seguenti valutazioni:

- Il collasso della trave GFRP + CLS senza resina avviene per scorrimento del calcestruzzo; la risposta strutturale della trave prosegue poi anche in mancanza di continuità tra i due materiali, ma non è più valida l'ipotesi del mantenimento delle sezioni piane.

- Il funzionamento strutturale della sezione GFRP + CLS è sensibilmente migliore in presenza di resina fresca, disposta all'interfaccia tra i due materiali in fase di getto.

Con la resina l'incremento di carico raggiunto rispetto alla trave senza resina è infatti pari all'84% per i profili ad 'I' 200 x 100; la percentuale è del 61% per il profilo 200 x 200; per il profilo ad 'I' 150 x 75 è del 21%.

- In via generale il collasso delle travi è avvenuto per perdita di aderenza tra CLS e GFRP, con la formazione di lesioni trasversali nel calcestruzzo in corrispondenza dei carichi.

Subito dopo la fase di 'debonding' si è verificato un fenomeno di instabilizzazione delle flange accompagnato dalla formazione di lesioni nel GFRP indotte da tensioni tangenziali in corrispondenza del collegamento anima - flangia.

Tale meccanismo di collasso si può estendere alle tre tipologie di travi sottoposte a prova.

- Il collasso per trazione delle fibre in GFRP si è verificato solo nel caso di trave ad 'I' 100 x 200 senza resina (sempre dopo il debonding), e rapporto tra luce e altezza pari a 20.

- L'indagine prevede una ulteriore campagna di prove ed un confronto tra i risultati sperimentali e un'analisi numerica di tipo semplificato. Per verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti verrà inoltre condotta un'analisi ad elementi finiti al fine di verificare il livello di tenuta meccanica dell'accoppiamento GFRP-CLS e i fenomeni di instabilità del materiale composito già riscontrati in fase sperimentale.

## 6. Ringraziamenti

Si ringrazia la ditta Top Glass di Pioltello (MI) per aver fornito i profili compositi pultrusi. Per quanto riguarda il confezionamento del calcestruzzo ad elevate prestazioni si ringrazia la MAC di Treviso.

## Bibliografia

[1] 'Reinforced plastics', September 1997, Vol. n.41, No. 8, Pubblicato da Elsevier.

[2] Lopez-Anido R., Ganga Rao, H., Troutman D., Williams D., (1998), "Design and Construction of Short-Span Bridges With Modular FRP Composite Deck", ICCI '98, Sec. Int. Conf. On Composites in infrastructure, Tucson 1998.

[3] Nishizaki I., Sasaki I., Sakamoto H., Katawaki K., (1996), "Feasibility Study of the Application of FRP Pedestrian Bridges", Advanced Composite materials in bridges and structures, Montreal 1996.

[4] Aref A.J., Parsons I.D., (1996), "Design and Analysis Procedures for a Novel Fiber Reinforced Plastic Bridge Deck", ICCI '96, 'Fiber Composite in Infrastructure', Edited by H. Saadatmanesh, Tucson Arizona, January 1996.

[5] Lopez Anido R., Dustin L. Troutman and John Busel, (1998), "Fabrication and Installation of Modular FRP Composite Bridge Deck", Session 4-A/1, ICCI '98.

[6] Lopez-Anido R., Howsyshell P., Stephenson L., and GangaRao H.V.S., (1998), "Fatigue and failure Evaluation of Modular FRP Composite Bridge Deck", Session 4-B/1, ICCI 98.

[7] E. Cosenza, F. Lazzaro, M. Pecce, "Alcune osservazioni sul progetto delle travi pultruse in materiale composito", Congresso CTE '94, Milano.

[8] Di Tommaso, A., Russo, S., "Indagine sperimentale sul comportamento a collasso di travi pultruse di luce variabile", Congresso C.T.E. '98, Padova.

[9] A. Di Tommaso, S. Russo, (1999), "I profili strutturali in materiale composito pultruso", L'Edilizia, Gennaio - Febbraio 1999, Speciale Compositi, pagg. 60 -65.

[10] Thorning H., "The Eyecatcher, a pultruded composite building structure", EPTA Seminar Composites in infrastructures, Paris, 12 April, 1999.

[11] Nikola Deskovic, Thanasis C. Triantafillou, (1995), "Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Short-Term Behavior", Journal of Structural Engineering, ASCE Composite, pagg 1069 - 1078.

[12] Nikola Deskovic, Thanasis C. Triantafillou, (1995), "Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Long-Term Behavior", Journal of Structural Engineering, ASCE Composite, pagg 1069 - 1078.

[13] L. Hollaway, "Polymer Composites for Civil and Structural Engineering", Chapman & Hall, 1984.

# INFLUENZA DELLA QUALITA' DEL CALCESTRUZZO E DELLA DUTTILITA' DI PROGETTO SULLA SICUREZZA SOTTO SISMA DI STRUTTURE "REGOLARI" IN C.A. PROGETTATE SECONDO GLI EUROCODICI

**Massimiliano FERRAIOLI**

dottore di ricerca  
Dipartimento di Ingegneria Civile  
Seconda Università di Napoli

**Pasquale MALANGONE**

ordinario di Tecnica delle Costruzioni  
Dipartimento di Ingegneria Civile  
Seconda Università di Napoli

## SOMMARIO

È stato effettuato uno studio comparativo per valutare l'influenza della classe del calcestruzzo e della duttilità di progetto sul livello di danneggiamento, sotto terremoti violenti, di strutture intelaiate in c.a. sismicamente "regolari" progettate secondo gli Eurocodici. È stato prescelto un organismo multipiano di riferimento, al quale è stato applicato il criterio del *capacity design* per la valutazione iniziale delle armature necessarie. L'analisi sismica è stata effettuata con un modello non lineare a fibre per i singoli elementi strutturali, utilizzando opportuni funzionali di danno per valutare il comportamento inelastico e il danneggiamento strutturale complessivo.

## SUMMARY

A comparative study to evaluate the influence of the class of concrete and the design ductility class on the damage index, under earthquake strong motions, of "regular" r.c. framed structures designed with the Eurocodes was carried out. A multistorey building was considered in the analysis, and the capacity design criteria was used for the evaluation of the required steel bars and stirrups. The seismic analysis was carried out considering a non linear fiber element model for all the structural members, and using yielding and damage functionals to characterize the plastic behaviour and the global structural damage.

## 1. INTRODUZIONE

I criteri di progetto adottati dagli Eurocodici EC2 [1] ed EC8 [2] per le strutture in c.a. mirano, da una parte, a garantire un adeguato livello di sicurezza sotto sismi di elevata intensità e, dall'altra, a limitare i livelli di danneggiamento strutturale sotto sismi con periodo di ritorno più lungo di quello di progetto. In particolare, l'adozione del *capacity design* introduce prescrizioni che riguardano sia la valutazione degli

effetti dell'azione di progetto, che il calcolo della resistenza locale - a flessione e a taglio - e la cura dei dettagli costruttivi. Lo scopo è quello di conferire adeguate doti di duttilità locale alle zone predefinite critiche, in modo da fronteggiare la riduzione della capacità dissipativa dovuta al degrado della rigidità post-elastica e da prevenire la perdita di stabilità delle barre longitudinali compresse. Tale approccio, che risulta in genere sufficientemente conservativo, presenta però una notevole sensibilità sia alla classe di

duttilità prescelta che alle caratteristiche strutturali del sistema resistente alle azioni orizzontali. La classe di duttilità esprime in modo sintetico la capacità di dissipazione isteretica dell'intera struttura e definisce, come è noto, profonde differenze per quanto riguarda le azioni di progetto, i coefficienti di comportamento, i metodi di analisi e di verifica, i dettagli costruttivi da adottare. Nel caso di strutture intelaiate in c.a. l'adozione del *capacity design* conduce inoltre all'applicazione del criterio "travi deboli-colonne forti" e quindi all'eliminazione della possibilità di formazione di cerniere plastiche nelle colonne. Tale scelta comporta non solo un incremento delle sezioni delle colonne e dei quantitativi di armatura longitudinale e trasversale richiesti, ma anche una ridistribuzione delle armature tra i diversi elementi strutturali e tra le zone critiche e non critiche. In tale contesto progettuale la qualità del calcestruzzo può assumere un'incidenza ancora più significativa di quella svolta nell'ambito del dimensionamento classico alle tensioni ammissibili; essa infatti condiziona fortemente i quantitativi di armatura necessari nelle zone critiche delle colonne e può obbligare a riprogettare le sezioni interessate.

Con riferimento ad organismi resistenti sismicamente "regolari" (nel senso dell'EC8) può risultare allora particolarmente significativo valutare l'influenza che la qualità del calcestruzzo e la duttilità di progetto assumono sulla risposta sotto sisma e, più in particolare, sui quantitativi di armatura e sui livelli di sicurezza nei riguardi del collasso strutturale.

## 2. AZIONI DI PROGETTO

L'indagine numerica svolta è stata riferita ad un'azione sismica di progetto - corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni - definita a partire dal valore  $a_g$  dell'accelerazione di picco al suolo. Nello studio sono stati utilizzati n.8 accelerogrammi coerenti con lo spettro di risposta elastico e generati nel rispetto delle indicazioni fornite dall'EC8. Nella fase di dimensionamento della struttura, la risposta è stata valutata mediante un'analisi dinamica lineare condotta con integrazione diretta delle equazioni del moto.

L'azione sismica di progetto è stata calcolata combinando i valori caratteristici delle azioni permanenti e di quelle variabili secondo quanto prescritto per edifici residenziali. Gli effetti dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati poi valutati mediante le espressioni seguenti:

$$E_{Edx} + 0.30 \cdot E_{Edy} \quad (1)$$

$$0.30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2)$$

essendo  $E_{Edx}$  e  $E_{Edy}$  i valori di progetto corrispondenti al sisma agente rispettivamente lungo gli assi X e Y prescelti. Tali valori sono stati caratterizzati adottando per il coefficiente  $q$  di comportamento la ben nota formula:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R \cdot K_W \geq 1.5 \quad (3)$$

in cui nel caso di strutture intelaiate in c.a. sismicamente regolari risulta  $q_0=5$ ;  $K_R=1$ ;  $K_W=1$ .

Per la tipologia strutturale esaminata il coefficiente  $q$  varia pertanto con la sola classe di duttilità esaminata (DC) in funzione del parametro  $K_R$  (in particolare,  $K_R=1$  e  $q=5$  per classe di duttilità alta (DC"H");  $K_R=0.75$  e  $q=3.75$  per classe di duttilità media (DC"M");  $K_R=0.50$  e  $q=2.50$  per classe di duttilità bassa (DC"L")). Per le situazioni persistenti e transitorie il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato considerando un coefficiente di combinazione pari a 1.50 per le azioni variabili, e pari a 1.35 ovvero a 1.00 per le azioni permanenti. Per la valutazione degli effetti sismici il valore di progetto  $A_{Ed}$  delle azioni sismiche è stato combinato con il valore caratteristico  $G_k$  delle azioni permanenti e con i valori quasi permanenti delle altre azioni variabili  $Q_{ki}$ .

## 3. APPLICAZIONE DEL "CAPACITY DESIGN"

Come è noto, le prescrizioni contenute nell'Eurocodice 8 si riferiscono a più criteri di progetto, quali il criterio di resistenza locale, il criterio della capacità e il criterio di duttilità locale. Tali riferimenti si traducono in prescrizioni riguardanti sia la valutazione degli effetti dell'azione di progetto per le travi ed i pilastri, sia il calcolo della resistenza a flessione e a taglio, sia le caratteristiche di duttilità nei singoli elementi resistenti alle azioni orizzontali. Le prescrizioni variano sensibilmente, però, non soltanto con le caratteristiche strutturali del sistema resistente ma anche con la classe di duttilità prescelta nella fase di progetto. Il procedimento di calcolo delle sollecitazioni di progetto, la valutazione della resistenza a flessione e a taglio, i particolari costruttivi e le disposizioni specifiche finalizzate all'incremento della duttilità locale sono dunque profondamente condizionati dalla scelta della classe di duttilità e quindi, per le strutture in cemento armato, dalla qualità strutturale del calcestruzzo impiegato

### 3.1 Dimensionamento delle travi

Con riferimento al calcolo a flessione e a taglio delle travi appartenenti alla classe di duttilità DC"M" e DC"L", e al solo calcolo a flessione delle travi

appartenenti alla classe di duttilità DC“H” i valori delle sollecitazioni di progetto sono quelli derivati dall'analisi della struttura sotto le combinazioni di carico per azioni persistenti, transitorie e sismiche. Al contrario, per il calcolo a taglio delle travi appartenenti alla classe di duttilità DC“H” il valore di progetto delle forze di taglio deve essere determinato in accordo con il criterio della capacità, imponendo l'equilibrio della trave sotto la più sfavorevole combinazione dei momenti resistenti delle sezioni di estremità. In particolare, i valori del taglio alle estremità delle travi corrispondenti alle due differenti direzioni di ingresso dell'azione sismica (direzioni 1-2) sono dati rispettivamente da:

$$V_{M1} = -\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{ARd1} + M_{BRd1}}{\ell} \quad (4)$$

$$V_{M2} = -\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{ARd2} + M_{BRd2}}{\ell} \quad (5)$$

essendo  $M_{ARd1}$  e  $M_{BRd1}$ ,  $M_{ARd2}$  e  $M_{BRd2}$  i valori di progetto del momento resistente alle estremità della trave. Il fattore  $\gamma_{Rd}=1.25$  che figura nelle eqq.(4) e (5) svolge la duplice funzione di controbilanciare il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s$  dell'acciaio e di tenere conto del fenomeno dell'incrudimento.

La resistenza a flessione nelle travi viene valutata in accordo con l'EC2 sulla base all'azione assiale risultante dalla corrispondente combinazione sismica. Nel calcolo della resistenza a taglio il termine  $V_{cd}$  relativo al corrente di calcestruzzo compresso deve essere opportunamente ridotto all'interno delle zone critiche. Le zone da assumere come critiche sono quelle in cui possono verificarsi plasticizzazioni, e la loro ampiezza  $l_{cr}$  varia con la classe di duttilità prescelta. In particolare,  $l_{cr}=2.0 \cdot h_w$  per la classe DC“H”,  $l_{cr}=1.5 \cdot h_w$  per la classe DC“M”, e  $l_{cr}=1.0 \cdot h_w$  per la classe DC“L” (essendo  $h_w$  l'altezza della trave). All'interno delle zone critiche i requisiti di duttilità locale possono ritenersi soddisfatti se risultano verificate opportune condizioni relative alle armature trasversali e longitudinali e dipendenti dalla classe di duttilità. In particolare, occorre garantire un adeguato confinamento e prevenire fenomeni di instabilità locale delle barre longitudinali, predisponendo inoltre in zona compressa un quantitativo di armatura aggiuntivo pari alla metà dell'armatura tesa.

### 3.2 Dimensionamento delle colonne

Per le colonne appartenenti alle classi di duttilità DC“H” e DC“M” il calcolo dei valori di progetto viene effettuato, sia a flessione che a taglio, utilizzando il criterio della capacità. Al contrario, per le colonne corrispondenti alla classe di duttilità più bassa DC“L”

i valori di progetto delle azioni flettenti e taglianti vengono caratterizzati semplicemente attraverso l'analisi della struttura sotto la combinazione di carico di tipo sismico. Con riferimento al calcolo a flessione, l'applicazione del *capacity design* per le colonne di classe DC“H” e DC“M” viene effettuato a partire dall'equilibrio del nodo sotto la più sfavorevole combinazione dei momenti resistenti delle travi in esso convergenti. In particolare, i momenti flettenti di progetto delle colonne vengono corretti attraverso il parametro  $\alpha_{CD}$ , che esprime (per ciascuna direzione d'ingresso del sisma) il rapporto tra la somma dei momenti resistenti delle travi e la somma dei momenti di progetto delle colonne. Più in dettaglio risulta:

$$M_{Sdi,CD} = \alpha_{CD,i} \cdot M_{Sdi} \quad (6)$$

$$\alpha_{CD,i} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{ARdi} + M_{BRdi}}{|M_{CSdi} - M_{DSdi}|} \quad (7)$$

in cui  $i=1,2$  indica la direzione di ingresso del sisma. Con riferimento ai termini che figurano nelle eqq.(6) e (7),  $M_{Sdi}$  e  $M_{Sdi,CD}$  rappresentano rispettivamente il valore del momento flettente delle colonne derivante dall'analisi e quello corretto col criterio della capacità,  $M_{ARdi}$  e  $M_{BRdi}$  sono i momenti resistenti alle estremità delle travi convergenti nel nodo,  $M_{CSdi}$  e  $M_{DSdi}$  rappresentano i momenti flettenti alle estremità delle colonne, valutati con l'analisi dinamica lineare. Il coefficiente amplificativo  $\gamma_{Rd}$  tiene infine conto della variabilità del fenomeno dell'incrudimento dell'armatura, e vale 1.35 per la classe DC“H” e 1.20 per la classe DC“M”. Si osservi che il coefficiente  $\alpha_{CD}$  espresso dalla (7) può assumere valori anche molto elevati, specie per le colonne degli ultimi piani per le quali le sollecitazioni  $M_{CSdi}$  di progetto assumono valori ridotti. La verifica a pressoflessione viene effettuata in regime di sollecitazione biassiale, con riferimento ad un valore normalizzato dell'azione assiale  $v_d$  adimensionalizzata. In particolare, le colonne di classe DC“H” vengono calcolate a pressoflessione deviata assumendo il valore limite  $v_{d,max}=0.55$ . Diversamente, per le colonne di classe DC“M” e DC“L” si può considerare la flessione biassiale in maniera approssimata riducendo del 30% il valore del momento resistente. L'azione assiale  $v_{d,max}$  assume infine i valori 0.65 per la classe DC“M” e 0.75 per la classe DC“L”. Anche il calcolo a taglio delle colonne di classe DC“H” e DC“M” viene effettuato mediante il *capacity design*, a partire dalla condizione di equilibrio alla rotazione dell'elemento strutturale soggetto ai momenti resistenti effettivi nelle sezioni di estremità. In particolare risulta:

$$V_{Sd,CD} = \gamma_n \cdot \frac{M_{DRd} + M_{CRd}}{\ell_{cl}} \quad (8)$$

in cui  $\gamma_n$  è un coefficiente amplificativo che tiene conto della più bassa probabilità di collasso accettata per le colonne (in genere si assume  $\gamma_n = \gamma_{Rd}$ ),  $M_{DRd}$  e  $M_{CRd}$  rappresentano i valori dei momenti resistenti effettivi agli estremi della colonna,  $l_{cl}$  è l'altezza libera della colonna.

Con riferimento alle caratteristiche di duttilità locale, la lunghezza  $l_{cr}$  delle zone critiche delle colonne deve essere valutata in funzione della duttilità di progetto, a partire dalla dimensione maggiore  $d_c$  della sezione trasversale e dalla lunghezza libera  $l_{cl}$  della colonna stessa. Va osservato, in particolare, che in colonne ad elevato rapporto d'aspetto ( $h/d_c$ ) appartenenti alla classe DC"H" la lunghezza critica può assumere valori rilevanti. Valgono inoltre disposizioni specifiche per le colonne di classe DC"H" e DC"M" ai primi due impalcati, le quali prevedono l'estensione della staffatura di calcolo oltre le zone critiche per un tronco di lunghezza pari a  $l_{cr}/2$ .

I requisiti minimi di duttilità locale in termini di curvatura vengono poi verificati con la relazione:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq k_0 \cdot \mu_{1/r} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \left( 0.35 \cdot \frac{A_c}{A_0} + 0.15 \right) - 10 \varepsilon_{cu} \quad (9)$$

in cui  $\alpha$  rappresenta l'efficienza globale del confinamento dipendente dal tipo di staffatura considerata,  $\omega_{wd}$  è il rapporto volumetrico-meccanico della staffatura di confinamento all'interno della zona critica,  $k_0$  è un coefficiente dipendente dalla classe di duttilità considerata,  $\mu_{1/r}$  è il coefficiente convenzionale di duttilità locale,  $v_d$  è il valore normalizzato di progetto dell'azione assiale,  $A_c$  e  $A_0$  rappresentano rispettivamente l'area lorda e l'area del nucleo di calcestruzzo,  $\varepsilon_{sy,d}$  è il valore di progetto della deformazione dell'acciaio allo snervamento,  $\varepsilon_{cu}$  è la deformazione nominale ultima del calcestruzzo non confinato. Valgono infine precise limitazioni per il passo massimo delle staffe in funzione della duttilità prevista, le quali determinano di regola rilevanti quantità di armatura trasversali nelle zone critiche di colonne ad elevata duttilità.

### 3.3 Verifiche di sicurezza

Le indicazioni contenute negli Eurocodici non prevedono una valutazione diretta della sicurezza allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo. È ammesso pertanto, implicitamente, che le verifiche prescritte garantiscono un adeguato livello prestazionale nei riguardi di queste due situazioni. Ad esempio, è implicitamente ammesso che il rispetto delle

prescrizioni a base del *capacity design* comporti il raggiungimento della prevista gerarchia di resistenza nei vari elementi strutturali, scongiurando di conseguenza situazioni di rottura fragile. Un controllo indiretto della sicurezza allo stato limite di esercizio viene invece effettuato attraverso una semplice misura di deformabilità, mirata a limitare i livelli di danneggiamento sotto terremoti di elevata intensità. In particolare deve essere verificato che il valore di progetto  $d_r$  dello spostamento d'interpiano massimo soddisfi la condizione:

$$\frac{d_r}{v} \leq r_h \cdot h \quad (10)$$

in cui  $h$  è l'altezza d'interpiano,  $v$  è un coefficiente di riduzione dipendente dalla categoria d'importanza ( $v=2.50$  per le categorie I, II),  $r_h$  è un parametro che vale 0.004 nel caso di edifici con elementi strutturali fragili solidali con la struttura. Lo spostamento d'interpiano  $d_r$  deve essere a sua volta valutato in base al valore  $d_s$  dello spostamento di piano dato da:

$$d_s = q \cdot d_e \cdot \gamma_1 \quad (11)$$

essendo  $q$  il fattore di comportamento,  $\gamma_1$  il coefficiente d'importanza e  $d_e$  lo spostamento di piano calcolato mediante un'analisi lineare con spettro di progetto. Come risulta evidente, la quantità  $q \cdot d_e$  non dipende dalla classe di duttilità di progetto: la verifica di deformabilità espressa dalla (10) restituisce quindi gli stessi risultati qualsiasi sia la duttilità prescelta.

## 4. RISULTATI NUMERICI

Per valutare l'influenza della qualità del calcestruzzo e della duttilità di progetto sulla risposta di organismi in c.a. intelaiati è stata prescelta una tipologia strutturale semplice, rispondente ai principi guida che governano la progettazione sismoresistente, quali la regolarità strutturale, l'uniformità e la simmetria. La progettazione delle armature di travi e colonne costituenti la struttura è stata effettuata attraverso l'applicazione delle regole del *capacity design*. Si è voluto anche verificare, in tal modo, l'effettivo raggiungimento della prevista gerarchia delle resistenze tra le varie componenti strutturali impegnate.

### 4.1 Schema strutturale e analisi dinamica

Si è fatto riferimento a un edificio in c.a. a cinque impalcati modellato con uno schema pseudo-tridimensionale la cui carpenteria tipo e le cui caratteristiche geometriche sono indicate rispettivamente in fig.1 e

tab.1. L'analisi dei carichi per lo schema esaminato ha fornito i pesi sismici di piano riportati in tab.2, utilizzati per la determinazione delle azioni di progetto. La valutazione della risposta strutturale è stata effettuata per n.8 differenti accelerogrammi artificiali, coerenti con lo spettro elastico EC8 per terreno tipo A, aventi accelerazione di picco  $a_g=0.35 \cdot g$ . In particolare, n.4 accelerogrammi di 35 sec presentano per la durata della parte stazionaria  $\Delta$ , iniziale  $\Delta t_{in}$  e finale  $\Delta t_{fin}$  i valori  $\Delta = 23$ ,  $\Delta t_{in}=6.5$ ,  $\Delta t_{fin}=5.5$  sec. I rimanenti accelerogrammi hanno una durata di 40 sec e presentano invece  $\Delta = 29.5$ ,  $\Delta t_{in}=6$ ,  $\Delta t_{fin}=4.5$  sec. Lo smorzamento strutturale complessivo è stato caratterizzato a partire dai valori dei rapporti di smorzamento modale dei primi sei modi di vibrare della struttura (risulta in particolare  $\xi_1=3\%$ ,  $\xi_2=3\%$ ,  $\xi_3=4\%$ ,  $\xi_4=4\%$ ,  $\xi_5=5\%$ ,  $\xi_6=5\%$ ).

In tab.3 sono indicati, in funzione della classe di resistenza del calcestruzzo, i valori dei periodi dei primi due modi (il primo lungo Y, il secondo lungo X) ed i valori di picco del tagliante complessivo alla base  $F_{tot}$ , adimensionalizzato rispetto al peso sismico  $W$  dell'intero edificio. Com'è immediato osservare, tali valori crescono sensibilmente con la classe di resistenza del calcestruzzo.

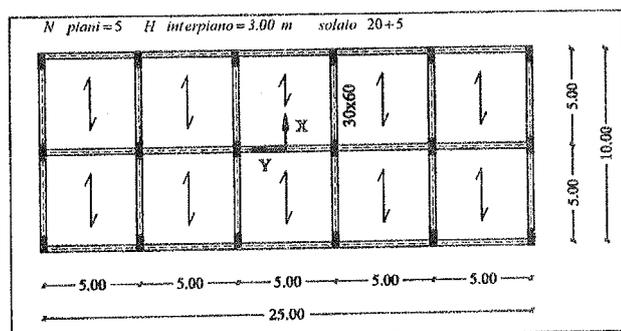


Fig.1: Schema strutturale

Piano	Pilastrì		Travi	
	$L_X$ (cm)	$L_Y$ (cm)	$b$ (cm)	$h$ (cm)
1	80	30	30	60
2	80	30	30	60
3	70	30	30	60
4	70	30	30	60
5	60	30	30	60

Tab.1: Dimensioni delle travi e dei pilastrì

Piano	$G_K$ (KN)	$Q_K$ (KN)	$\Psi_{BI}$	$G_K + \Psi_{ER} Q_K$
1	2828.22	490.5	0.15	2901.80
2	2828.22	490.5	0.15	2901.80
3	2828.22	490.5	0.15	2901.80
4	2828.22	490.5	0.15	2901.80
5	2460.35	490.5	0.30	2607.50

Tab.2: Pesi sismici e coefficienti di combinazione

Tale effetto è connesso all'incremento del modulo di elasticità del materiale, che sposta il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio verso valori cui corrisponde un minor contenuto in frequenza per gli accelerogrammi considerati.

$f_{ok}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)	$F_{tot}/W$ (Sisma Y)	$F_{tot}/W$ (Sisma X)
20	0.850	0.5945	0.112	0.129
25	0.829	0.5797	0.130	0.130
30	0.809	0.566	0.132	0.133
35	0.791	0.553	0.140	0.141
40	0.774	0.541	0.148	0.147

Tab.3: Periodi dei primi due modi  
Valori di picco del tagliante alla base (Classe DC"H")

#### 4.2 Progettazione mediante "capacity design"

I valori delle sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica della struttura sotto le combinazioni di carico considerate sono stati utilizzati come base di partenza per la valutazione delle effettive sollecitazioni di progetto. A tale scopo è stato messo a punto uno specifico programma di calcolo, che applica a strutture intelaiate in c.a. i metodi di verifica, i criteri di resistenza e duttilità locale, nonché le prescrizioni progettuali e costruttive del *capacity design* secondo gli Eurocodici. I materiali strutturali calcestruzzo e acciaio sono stati definiti adottando le caratteristiche minime previste per ciascuna classe di duttilità. In particolare sono stati impiegati acciaio S400 e calcestruzzo di classe variabile da C20/25 ( $f_{ck}=20$  N/mm<sup>2</sup>), a C25/30 ( $f_{ck}=25$  N/mm<sup>2</sup>), a C30/37 ( $f_{ck}=30$  N/mm<sup>2</sup>), a C35/45 ( $f_{ck}=35$  N/mm<sup>2</sup>), fino a C40/50 ( $f_{ck}=40$  N/mm<sup>2</sup>), volendosi così valutare il ruolo assunto dalla classe del calcestruzzo sia nella fase di progettazione delle armature che in quella di verifica della sicurezza. In fig.2 viene riportato l'andamento della percentuale volumetrica di armatura a flessione nelle travi e nei pilastrì per le tre differenti classi di duttilità considerate al variare della resistenza caratteristica  $f_{ck}$  del calcestruzzo. I risultati ottenuti evidenziano una sensibile dipendenza dei quantitativi di armatura dalla qualità del calcestruzzo per le colonne di classe DC"H" e DC"M" nonché per le travi di classe DC"H", per le quali è previsto il calcolo col *capacity design*. Al contrario, per gli elementi strutturali progettati con le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica tale dipendenza risulta meno evidente. I risultati relativi alle armature a taglio presentano una minore dipendenza dalla qualità del calcestruzzo, tranne che per il caso C40/50 (fig.3). Tale effetto è dovuto non tanto al differente valore della resistenza caratteristica del materiale, quanto alla variazione delle caratteristiche dinamiche della struttura a causa dell'incremento del modulo di elasticità (cfr.tab3).

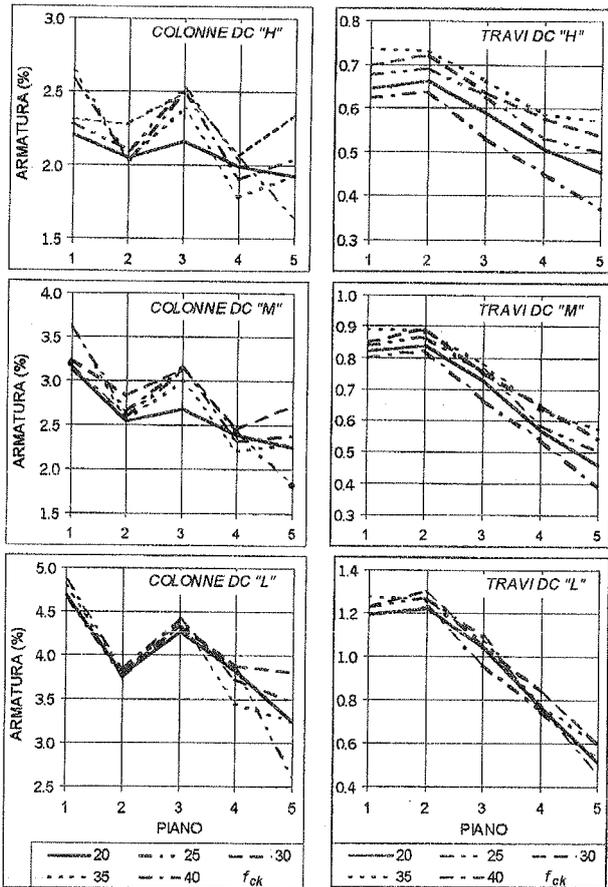


Fig. 2: Percentuale volumetrica di armatura a flessione

In fig.4 è riportato il confronto dei risultati per le tre differenti classi di duttilità con cui è stata progettata la struttura. Per quanto riguarda le colonne, la percentuale volumetrica di armatura a flessione per la classe DC"L" assume valori pari anche al doppio di quelli ottenuti per la classe DC"H"; viceversa, la percentuale volumetrica di armatura a taglio per la classe DC"L" è pari a circa la metà di quella relativa alle classi DC"H" e DC"M". Per quanto riguarda invece le travi, il calcolo a taglio per le classi DC"H" e DC"M" fornisce valori molto prossimi tra loro, e sensibilmente più bassi di quelli ottenuti per la classe DC"L". Con riferimento allo schema strutturale esaminato, l'applicazione del *capacity design* alle travi di classe DC"H" non comporta cioè sostanziali variazioni rispetto alle travi di classe DC"M". L'incidenza della duttilità di progetto e della classe del calcestruzzo sulla distribuzione delle armature negli elementi strutturali resistenti è evidenziata in fig.5, in cui è indicato il rapporto tra l'armatura a flessione e a taglio per le diverse qualità del materiale. Come è immediato verificare, per la sollecitazione di flessione la progettazione per la classe DC"H" comporta, rispetto alla classe DC"L", una riduzione del rapporto tra l'armatura delle colonne e quella delle travi.

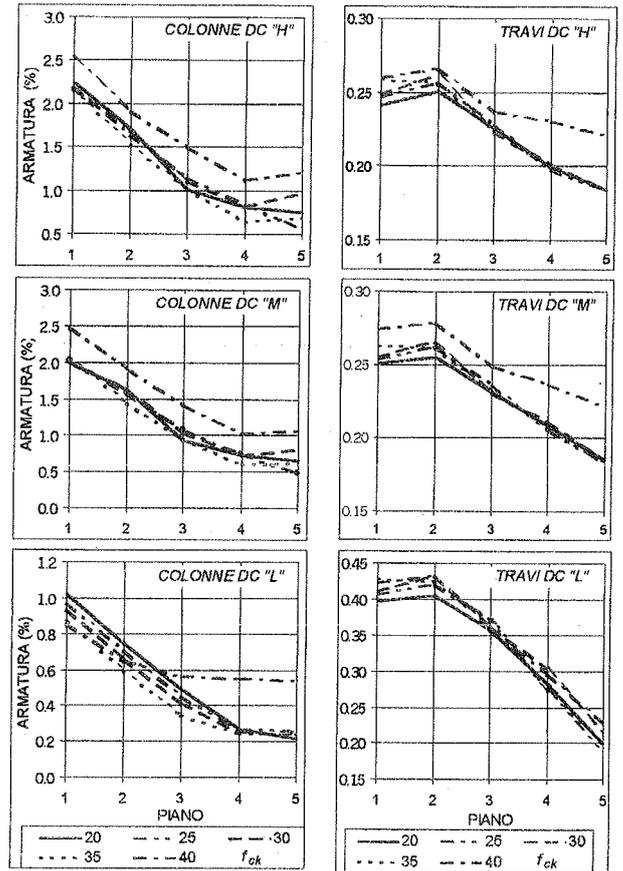


Fig. 3: Percentuale volumetrica di armatura a taglio

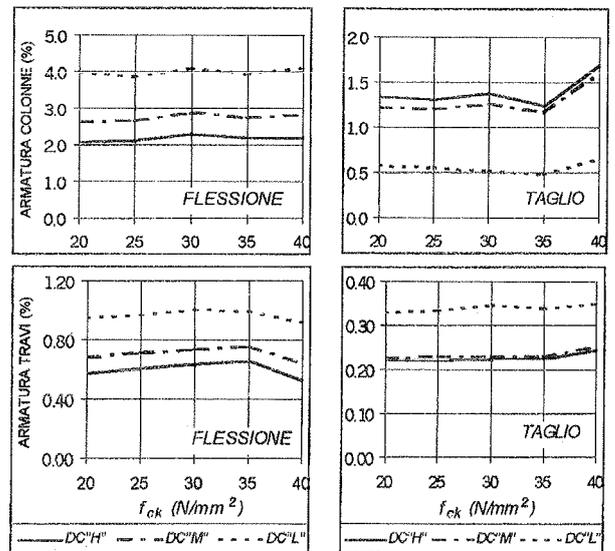


Fig. 4: Armatura di progetto per le 3 classi di duttilità

Per la sollecitazione di taglio, invece, tale rapporto cresce sensibilmente e può assumere per le classi di duttilità DC"H" e DC"M" valori anche fino a tre volte maggiori di quelli relativi alla classe DC"L". Inoltre, al

variare della duttilità di progetto varia anche il rapporto tra le armature trasversali da disporre nelle zone critiche e in quelle non critiche. In particolare, tale rapporto assume per le classi DC"H" e DC"M" valori pari anche a 3-4 volte quelli relativi alla classe DC"L" (fig.6). I valori ottenuti per la classe DC"M" risultano inoltre superiori a quelli relativi alla classe DC"H": tale effetto deriva dalla riduzione dei quantitativi di armatura nelle zone non critiche che si ottiene nel primo caso. Il passo delle staffe infine, che nelle zone critiche è pari a 30 cm per la classe DC"L", si riduce rispettivamente per le classi DC"M" e DC"H" a 20 e 15 cm nelle travi, ed a 7 e 5 cm nelle colonne.

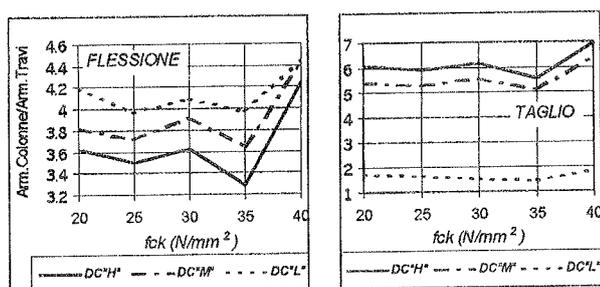


Fig. 5: Rapporto tra armature colonne-travi al variare della classe di resistenza del calcestruzzo

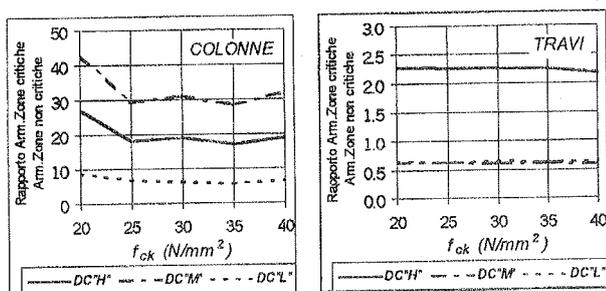


Fig. 6: Rapporto tra armature a taglio in zone critiche e in zone non critiche

#### 4.3 Analisi dinamica non lineare

Le travi e le colonne costituenti l'ossatura portante dell'edificio sono stati modellati mediante elementi a fibre, in modo da tenere conto separatamente del comportamento post-elastico dell'acciaio e del calcestruzzo. In particolare, la modellazione di ogni elemento strutturale è stata effettuata considerando per ciascun lato una zona nodale rigida di interconnessione, due zone plastiche modellate con elementi a fibre ed una zona elastica in campata. Ciascuna zona a comportamento non lineare è stata suddivisa in fibre rettangolari, di area variabile con le dimensioni trasversali e longitudinali della sezione resistente. Ogni fibra è stata poi modellata con un

corrispondente legame non lineare tensione-deformazione. In particolare, per le fibre in acciaio è stato considerato un legame  $\sigma$ - $\epsilon$  di tipo bilineare caratterizzato a partire dai valori  $\epsilon_{fy}$  della deformazione di snervamento e  $\epsilon_{fu}$  della deformazione ultima. Per le fibre in calcestruzzo è stato utilizzato il noto modello di Kent e Park [10] caratterizzato per differenti valori  $\rho_s$  della percentuale volumetrica di armatura trasversale. In definitiva, la generica sezione trasversale di ciascuna zona plastica risulta composta da fibre di acciaio, fibre di calcestruzzo non confinato e fibre di calcestruzzo confinato. La risposta è stata calcolata nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di comportamento elastico a taglio e torsione, considerando un fattore di scarico pari a 0.5 e trascurando i fenomeni di degrado di rigidità e di resistenza dovuti al *pull-out*. Gli elementi a fibre sono stati caratterizzati definendo le proprietà non lineari della sezione trasversale a partire dagli effettivi quantitativi di armatura risultanti dalla progettazione mediante *capacity design*. L'analisi dinamica non lineare è stata condotta attraverso un programma di calcolo specifico, che consente la valutazione della risposta inelastica di modelli spaziali con elementi a fibre [14].

#### 4.4 Valutazione del livello di danneggiamento

Il livello di danneggiamento locale e globale sotto terremoti con periodo di ritorno superiore a quello di progetto è stato valutato utilizzando opportuni funzionali di danno, e caratterizzando un parametro adimensionale che esprime in maniera sintetica l'uniformità del danneggiamento strutturale. In particolare, per il generico elemento inelastico  $i$ -esimo è stato definito un parametro  $\theta_i$  di rotazione che ne esprime il livello di danneggiamento, e sono stati determinati i valori  $\theta_{y,i}$  e  $\theta_{u,mon,i}$  di tale parametro in corrispondenza della prima plasticizzazione e del collasso mediante un'analisi inelastica di tipo monotono. Il livello di danneggiamento strutturale è stato caratterizzato attraverso l'indice di Park & Ang [13], che combina tra loro la massima escursione plastica e l'energia dissipata plasticamente attraverso la relazione:

$$\Delta_{P.A,i} = \frac{\mu_{s,i} + \beta_{d,i} \cdot (\mu_{e,i} - 1)}{\mu_{u,mon,i}} \quad (12)$$

in cui  $\mu_{s,i}$  e  $\mu_{e,i}$  rappresentano rispettivamente la duttilità cinematica e la duttilità isteretica dell'elemento  $i$ -esimo date da:

$$\mu_{s,i} = \frac{\theta_{max,i}}{\theta_{y,i}}; \quad \mu_{e,i} = 1 + \frac{E_{h,i}}{M_{y,i} \cdot \theta_{y,i}} \quad (13)$$

essendo  $M_{y,i}$  il momento di plasticizzazione,  $\theta_{max,i}$  il valore massimo della rotazione plastica e  $\beta_{d,i}$  un parametro di degrado collegato all'energia plastica dissipata. Tale parametro dipende sia dal valore del taglio e dello sforzo normale, che dai quantitativi di armatura trasversale e longitudinale presenti nella sezione. Per le ordinarie strutture intelaiate in c.a. si può assumere per  $\beta_{d,i}$  il valore medio 0.05. A partire dai valori dei funzionali locali di danneggiamento  $\Delta_{P.A.,i}$  si valuta infine il funzionale globale  $\Delta_{P.A.}$  ed il parametro  $U_{P.A.}$  di uniformità del danno dati da:

$$\Delta_{P.A.} = \sum_{i=1}^{n_p} \lambda_i \cdot \Delta_{P.A.,i} \quad \text{con} \quad \lambda_i = \Delta_{P.A.,i} / \sum_{j=1}^{n_p} \Delta_{P.A.,j} \quad (14)$$

$$U_{P.A.} = \frac{\Delta_{P.A.}}{\max_{i=1..n_p} (\Delta_{P.A.,i})} \quad (15)$$

I valori unitari del funzionale globale  $\Delta_{P.A.}$  e del parametro  $U_{P.A.}$  corrispondono, rispettivamente, al collasso strutturale e al caso limite di rottura simultanea in tutte le zone plastiche. I valori dei funzionali di danneggiamento sono stati calcolati nell'ipotesi di sisma entrante in direzione X. In particolare, è stato considerato un accelerogramma simulato di riferimento, coerente con lo spettro elastico EC8-A ed avente accelerazione di picco pari a 0.35-g. In fig.7 viene riportato l'andamento lungo l'altezza dei funzionali di danneggiamento di piano relativi alle colonne, alle travi e complessivo, ottenuti per la classe di duttilità DC"H" al variare della classe di resistenza del calcestruzzo. Come è evidente, i livelli di danneggiamento delle colonne assumono valori più bassi di quelli delle travi: risulta pertanto confermata l'efficacia del criterio del *capacity design* nel garantire la richiesta gerarchia delle resistenze e delle duttilità locali, e nell'evitare meccanismi locali o fragili di collasso. Con riferimento al loro andamento lungo l'altezza, i funzionali di danneggiamento presentano valori ridotti per i piani più elevati e risentono sensibilmente delle variazioni di rigidezza indotte dalle rastremazioni delle colonne. Resta pertanto confermata la stretta correlazione tra la regolarità in elevazione e la sicurezza strutturale complessiva. Solo la struttura progettata per la classe di resistenza C20/25 arriva a collasso sotto il terremoto considerato. Si osservi a tal proposito che l'EC8 non consente di utilizzare calcestruzzi di classe inferiore a C20/25 per duttilità di progetto DC"M" e DC"H". Le altre classi presentano al contrario livelli di danneggiamento decrescenti al crescere della resistenza del materiale. Una valutazione dell'influenza della classe di duttilità sulla distribuzione dei livelli di danno discende dall'esame della fig.8, in cui viene riportato il confronto dei risultati ottenuti per le colonne e per le travi di categoria C30/37.

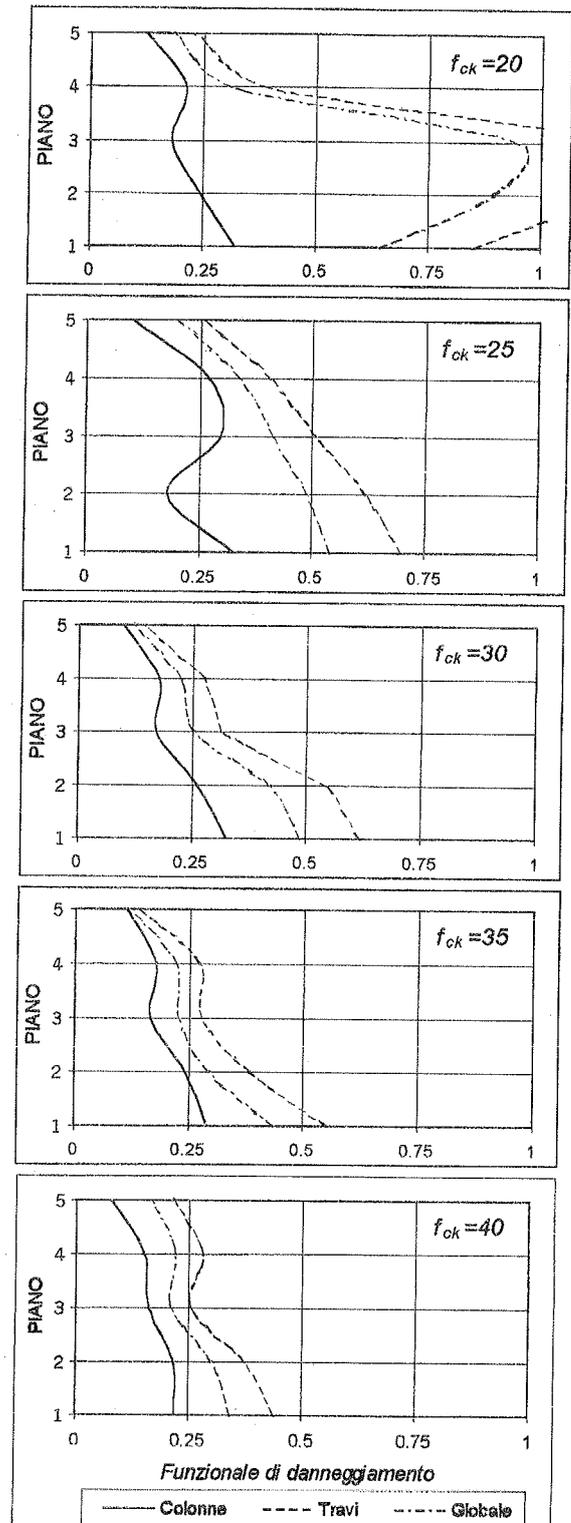


Fig.7: Andamento dei funzionali di danneggiamento lungo l'altezza (Classe DC"H")

I funzionali di danneggiamento delle travi si presentano sempre decrescenti con l'altezza e poco variabili con la

classe di duttilità. Per quanto riguarda invece le colonne, la struttura progettata per la classe di duttilità DC"L", e cioè senza *capacity design*, è caratterizzata da funzionali di danneggiamento molto più sensibili alle variazioni delle dimensioni dei pilastri lungo l'altezza, con valori che agli ultimi piani risultano anche maggiori di quelli delle travi. La progettazione mediante *capacity design* per le classi DC"M" e DC"H" assicura invece una sensibile riduzione dei livelli di danneggiamento nelle colonne ed una maggiore uniformità del danneggiamento ai vari piani. Nelle figg 9-10 viene infine riportato l'andamento del funzionale globale  $\Delta_{P.A.}$  e del parametro  $U_{P.A.}$  di uniformità del danneggiamento al variare della classe di resistenza del calcestruzzo.

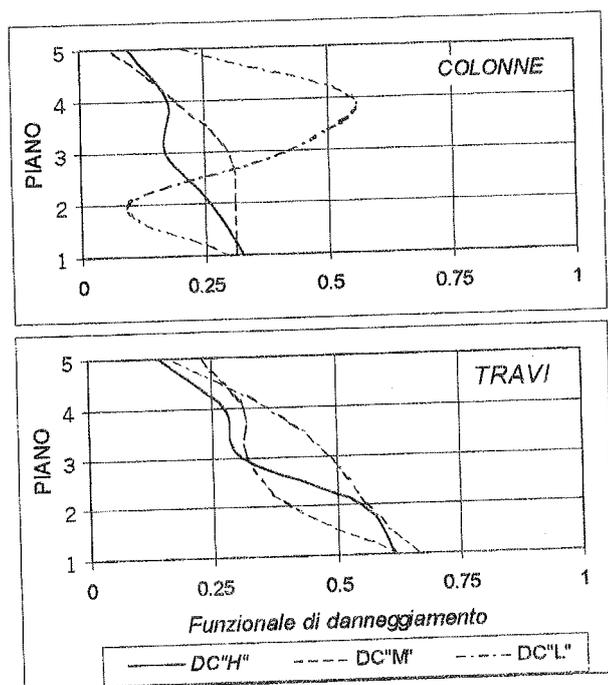


Fig. 8: Andamento dei funzionali di danneggiamento lungo l'altezza per le 3 classi di duttilità (cls C30/37)

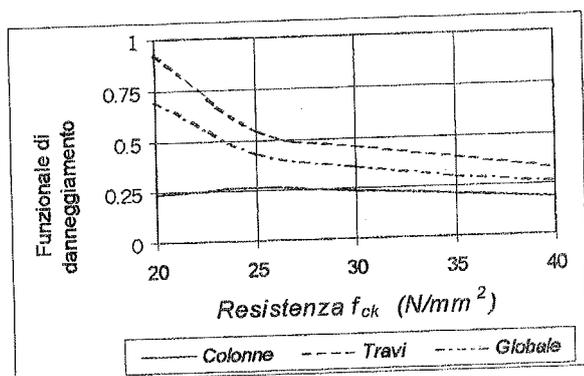


Fig. 9: Funzionali di danneggiamento al variare della classe di resistenza del calcestruzzo (DC'H')

I risultati ottenuti evidenziano un rapido innalzamento dei livelli di danno delle travi per resistenze caratteristiche inferiori a 25 N/mm<sup>2</sup> (Classe C25/30). Al contrario, per resistenze superiori i valori ottenuti decrescono con apprezzabile regolarità. L'uniformità del danneggiamento strutturale delle colonne risulta infine più elevato rispetto alle travi, con valore massimo pari a 0.69 ottenuto per cls C25/30.

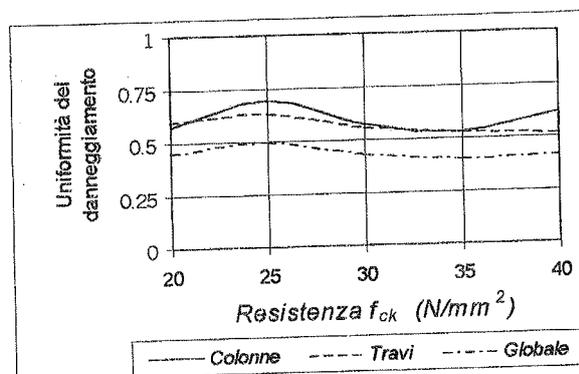


Fig. 10: Uniformità del danneggiamento al variare della classe di resistenza del calcestruzzo (DC'H')

## 5. CONCLUSIONI

È stata effettuata un'analisi di strutture intelaiate in c.a. sismicamente "regolari", progettate secondo gli Eurocodici per più classi di duttilità (DC"H"alta, DC"M"media, DC"L"bassa) e per differenti resistenze del calcestruzzo (C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50). Sono stati esaminati, in primo luogo, gli effetti dell'applicazione del *capacity design* sui quantitativi e sulla distribuzione delle armature da disporre nella struttura. I risultati hanno evidenziato una sensibile variazione con la resistenza del calcestruzzo per le armature longitudinali delle colonne di classe DC"H" e DC"M" e per le travi di classe DC"H" (calcolate mediante il criterio della capacità). I quantitativi di armatura trasversale hanno presentato invece minori variazioni con la qualità del materiale, tranne che per la classe C45/50. Quest'ultima incide significativamente sulle armature trasversali in quanto, per effetto del valore elevato del modulo elastico, determina apprezzabili variazioni delle caratteristiche dinamiche della struttura.

Con riferimento alla variazione delle armature in funzione della duttilità di progetto, risulta che i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale delle travi di classe DC"H" sono sensibilmente inferiori rispetto a quelli delle travi di classe DC"L". Per le colonne, invece, il progetto per la classe DC"H" può comportare rispetto alla classe DC"L" una riduzione di circa il 50% dell'armatura longitudinale ed un incremento del 200% di quella trasversale. Il progetto per la classe DC"H" comporta

inoltre una riduzione del rapporto tra l'armatura delle colonne e quella delle travi, per quanto riguarda la flessione. Per quanto riguarda il taglio tale rapporto invece si incrementa, con valori pari anche a tre volte quelli relativi alla classe DC"L". Sempre per la classe DC"H" si riscontra infine un sensibile aumento del rapporto tra le armature trasversali delle zone critiche e delle zone non critiche, con valori pari anche a 3-4 volte quelli relativi alla classe DC"L". La classe di duttilità prescelta in fase di progetto condiziona dunque, com'era prevedibile, non solo i quantitativi di armatura richiesta a flessione e a taglio, ma anche la loro distribuzione tra zone critiche e non critiche, nonché tra travi e colonne.

Sono stati infine valutati, sulla scorta dei dati corrispondenti alle diverse classi del calcestruzzo e di duttilità prescelte, i livelli di danneggiamento strutturale sotto terremoti con periodo di ritorno superiore a quello di progetto. Ai fini dell'analisi *time-history* gli elementi trave e colonna della struttura sono stati schematizzati con modelli non lineari a fibra, utilizzando un legame bilineare per le fibre in acciaio ed il modello di Kent e Park per le fibre in calcestruzzo variamente confinato. Per valutare il comportamento inelastico ed i livelli di danneggiamento locale e globale sono stati introdotti un funzionale di danno e un parametro significativo di uniformità, che hanno consentito di misurare il livello di efficacia del *capacity design* nel garantire resistenze e dissipazioni locali adeguate. Dai risultati ottenuti si evidenzia che le colonne progettate con il criterio della capacità per duttilità DC"H" e DC"M" presentano livelli di danneggiamento più bassi rispetto a quelli delle travi ed una maggiore uniformità del danneggiamento ai vari piani. Al contrario, gli indici di danno delle colonne di classe DC"L" possono risultare maggiori di quelli delle travi, specie ai piani più alti dell'edificio, e presentano inoltre una maggiore sensibilità alle "irregolarità" strutturali introdotte dalle rastremazioni delle colonne. Risultano pertanto evidenti sia l'efficacia del *capacity design* nel garantire un'adeguata gerarchia delle resistenze e delle duttilità locali, che la stretta correlazione tra la regolarità strutturale e la sicurezza complessiva. Per quanto riguarda l'influenza della qualità del calcestruzzo sulla risposta, si può osservare infine che i livelli di danneggiamento ottenuti per la classe DC"H" crescono al diminuire della resistenza caratteristica del materiale, e subiscono un brusco innalzamento per calcestruzzi di classe inferiore a C25/30. L'impiego di calcestruzzi scadenti in strutture progettate a duttilità elevata può dunque ridurre i vantaggi dell'applicazione del *capacity design* e condizionare negativamente la sicurezza sotto sisma anche in assenza di irregolarità strutturali.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Eurocodice 2 - 1992, "Progettazione delle strutture di calcestruzzo", UNI-ENV 1992-1-1.
- [2] Eurocodice 8 - 1998: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture", UNI-ENV 1998-1-1.
- [3] H. Banon, D. Veneziano - 1982, "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, 179-193.
- [4] Y.S. Chung, C. Meyer, M. Shinozuka - 1989, "Modeling of Concrete Damage", ACI, 259-270.
- [5] E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco - 1990, "An Evaluation of the Use of Damage Functionals in Earthquake-Resistant Design", IX ECEE, Mosca, 9, 303-312.
- [6] M. Ferraioli, P. Malangone - 1998, "Nonlinear modeling for dynamic analysis of base-isolated structures", Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Parigi, Balkema.
- [7] M. Ferraioli, P. Malangone - 1996, "Valutazione del livello di progetto e grado di sicurezza di strutture isolate alla base", 11° Congresso C.T.E., Napoli, 11-20.
- [8] F. Legeron, J. Mazars, P. Paultre - 1998, "Cyclic and Seismic Nonlinear Modelling of Concrete Structures Using Damage Model and Multilayered Beam Elements", Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Parigi, Balkema.
- [9] A. J. Kappos - 1998, "Influence of ductility class on the seismic reliability and cost of EC8-designed structures", Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Parigi, Balkema.
- [10] D.C. Kent, R. Park - 1990, "Flexural Members with confined concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, 97, 1969-1990.
- [11] G. Macchi, P.E. Pinto, L. Sanpaolesi - 1996, "Ductility Requirements for Reinforcement under Eurocodes", Structural Engineering International, 4.
- [12] S. Parche - 1998, "A damage-based nonlinear seismic analysis concept for R/C structure meeting the requirements of Eurocode 8", Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Parigi, Balkema.
- [13] Y.J. Park, A.H-S. Ang - 1985, "Mechanic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings", Journal of Structural Engineering", ASCE, Vol. 111, 4, 722-739.
- [14] G.H. Powell, S. Campbell - 1994, "Drain-3DX User's guide", report No. UCB/SEMM-94/08, University of California, Berkeley.
- [15] SAP 2000 NonLinear - 1999: "Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures, Berkeley, California, USA.

# PROVE DI CARICO STATICO E DINAMICO SU IMPALCATI DA PONTE

Alberto GENNARI SANTORI

CND Controlli Non Distruttivi S.r.l., Roma - Milano

## SOMMARIO

Nell'ambito delle indagini diagnostiche effettuate per ottimizzare la progettazione degli interventi di completamento dei viadotti di una strada a scorrimento veloce parzialmente realizzata, sono state eseguite prove di carico statico e dinamico su 22 impalcati da ponte aventi la medesima tipologia strutturale. Nella presente nota vengono descritte le metodologie di prova, commentati i risultati e confrontati i comportamenti degli impalcati in regime statico e dinamico.

## SUMMARY

In order to optimize the design of the restoration works of the viaducts located along an unfinished road, a complete series of structural diagnostic tests have been performed. The paper describes static and dynamic load tests carried out on 22 viaduct spans.

### 1. PREMESSA

In questa nota si descrivono le prove di carico statico e dinamico effettuate sui viadotti parzialmente realizzati della strada a scorrimento veloce "Bradonica", 1° tronco - 2° lotto, che, una volta ultimata, collegherà Matera a Candela.

I lavori di costruzione del lotto, iniziati nel 1974, vennero interrotti nel 1979 quando le varie opere erano state complessivamente realizzate all'80%. In particolare, per quanto riguarda i 10 viadotti con impalcati in c.a.p. previsti, al momento dell'interruzione erano state costruite tutte le pile e le spalle e posti in opera 22 impalcati su un totale di 42. Essendo le opere completate sprovviste di finiture e protezioni, lo stato di conservazione delle strutture non risulta soddisfacente, come descritto nel § 2.2.

Pertanto, nell'ambito della perizia per il completamento dei lavori, l'Amministrazione Provinciale di Matera ha programmato una campagna di indagini diagnostiche volta ad accertare il reale stato di conservazione delle strutture esistenti, considerandola come il punto di partenza per progettare in maniera ottimale il tipo e l'entità degli interventi di risanamento. In tale ottica, la campagna diagnostica è stata articolata nei seguenti punti:

1. Caratterizzazione dei terreni di fondazione, mediante sondaggi geognostici e prove di laboratorio;

2. Determinazione della lunghezza dei pali di fondazione mediante prove ecometriche;
3. Caratterizzazione fisico meccanica dei calcestruzzi mediante prove di tipo non distruttivo (ultrasuoni + sclerometro), e prove di laboratorio su carote;
4. Valutazione del degrado degli elementi strutturali in c.a.o. mediante rilievo dello spessore del calcestruzzo carbonatato, misure di potenziale e resistività del calcestruzzo, e saggi locali;
5. Valutazione dello stato di conservazione dei cavi di precompressione degli impalcati dei viadotti mediante prove riflettometriche e saggi endoscopici;
6. Analisi sperimentale del comportamento statico e dinamico degli impalcati mediante prove di carico.

Di seguito si descrivono le sole prove statiche e dinamiche.

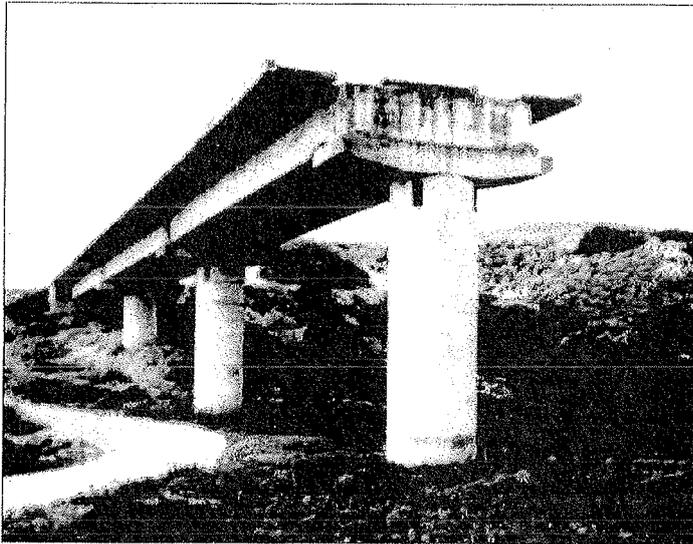
### 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

#### 2.1. Descrizione tipologica delle opere

I 10 viadotti oggetto delle indagini, numerati progressivamente da 7 a 16, sono tutti caratterizzati dalla medesima tipologia strutturale.

Gli impalcati, semplicemente appoggiati e di luce 31.8 m, sono del tipo a graticcio, costituiti da 2 travi in c.a.p. a cavi scorrevoli, 4 traversi di cui 2 di appoggio

ed una soletta superiore in c.a. avente larghezza totale 11.5 m e spessore medio 28 cm. Le pile, costituite da un unico fusto in c.a. a sezione cava circolare, di diametro esterno 3.0 m e interno 1.6 m, sono fondate su 6 pali di diametro  $\phi$  1000 mm e lunghezza media 20 m. Le spalle, del tipo a setto in c.a., sono fondate su 5 pali di diametro  $\phi$  1000 mm.



prove di carico statico, che a scopo diagnostico, per individuare gli impalcati con comportamento anomalo rispetto all'insieme.

### 3.2. Analisi modale dell'impalcato tipo

E' stato messo a punto un semplice modello di calcolo dell'impalcato tipo, a graticcio bidimensionale,

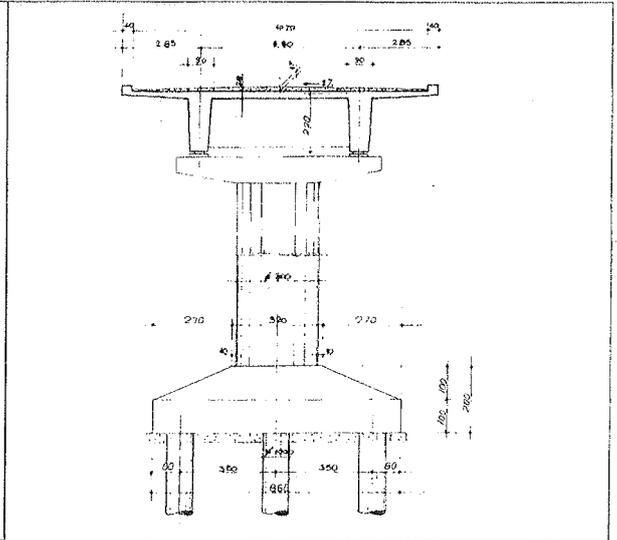


Figura 1 - Vista del viadotto 7 - sezione trasversale dell'impalcato tipo

### 2.2. Stato di conservazione degli impalcati

Lo stato generale degli impalcati è risultato discreto e sostanzialmente omogeneo tra viadotto e viadotto: i difetti riscontrati sono essenzialmente dovuti all'assenza di elementi di finitura e protezione del calcestruzzo:

- alcune testate di cavi di precompressione risultano ossidate per l'assenza del getto di sigillatura;
- il calcestruzzo dell'estradosso delle solette, privo di ogni protezione, appare dilavato e carbonatato;
- l'assenza di apparecchi di giunto tra i vari impalcati ha causato percolazione di acqua lungo le testate delle travi ed il conseguente dilavamento del calcestruzzo.

## 3. PROVE DI CARICO DINAMICO

### 3.1. Premessa

Le prove di caratterizzazione dinamica sono state effettuate su tutti e 22 gli impalcati realizzati, allo scopo di determinarne sperimentalmente i parametri dinamici; tali parametri sono quindi stati utilizzati sia per tarare il modello agli elementi finiti dell'impalcato tipo, utilizzato per calcolare gli spostamenti indotti dalle

con elementi finiti tutti di tipo "beam"; la soletta è stata schematizzata con elementi vincolati alle travi principali e reciprocamente collegati in direzione ortogonale alla direzione di orditura. Come modulo elastico si è assunto il valore  $E = 380.000 \text{ Kg/cm}^2$ , desunto in base a prove ultrasoniche effettuate sulle carote prelevate in sito. Le frequenze dei primi 4 modi di vibrazione libera sono risultati:

- 1° modo flessionale: 4.08 Hz
- 1° modo torsionale: 5.57 Hz
- 2° modo flessionale: 14.75 Hz
- 2° modo torsionale: 14.92 Hz

### 3.3. Modalità di acquisizione dei segnali

Su tutti gli impalcati i rilievi dinamici sono stati eseguiti secondo la medesima procedura, sia per quanto riguarda la disposizione dei sensori che per quanto riguarda le modalità di eccitazione, conformemente con le procedure indicate in [1, 2 e 3]:

- Gli impalcati sono stati posti in vibrazione mediante l'impulso fornito dall'impatto sull'estradosso dell'impalcato di una massa di peso 180 Kg in caduta libera da un'altezza costante di 40 cm, previa interposizione di un cuscino di gomma per attutire l'urto; gli impulsi sono stati forniti in 4 punti ubicati

in corrispondenza delle sezioni di mezzeria e di un quarto, lungo la linea longitudinale mediana e con la massima eccentricità trasversale (vedi figura 2). Per ogni punto di impatto sono state effettuate 3 prove, per un totale di 12 prove per impalcato.

- La risposta strutturale degli impalcati è stata rilevata mediante una rete di 6 accelerometri sismici, disposti verticalmente sull'estradosso dell'impalcato, lungo le linee d'asse delle due travi ed in corrispondenza delle sezioni trasversali situate in mezzeria ed ai quarti della luce.

Le acquisizioni sono state eseguite, effettuando prima un filtraggio analogico passa-basso con frequenza di taglio di 40 Hz, e quindi una digitalizzazione ad una frequenza di campionamento di 250 Hz per canale.

Rispetto alle prove dinamiche che utilizzano il transito di autocarri come forzante, con la metodologia seguita è possibile raggiungere una più elevata affidabilità nell'individuazione dei parametri modali; le prove ad impatto sono infatti caratterizzate dai seguenti vantaggi [4 e 5]:

- è possibile individuare i parametri modali di un elevato numero di modi di vibrazione, grazie alla capacità di fornire l'impulso in corrispondenza delle posizioni caratterizzate da un massimo dell'ampiezza della forma modale desiderata; per contro, nelle prove sotto traffico, vengono di norma eccitati in maniera prevalente i primissimi modi di vibrazione;
- si raggiunge un maggiore affidabilità nella stima dei parametri modali in quanto i segnali rilevati sono assai meno "rumorosi" di quelli rilevabili sotto traffico, non essendo influenzati né dalle caratteristiche dinamiche dei mezzi, né dalle vibrazioni ambientali, né dalla rugosità superficiale della pavimentazione e dei giunti;
- la forzante è sostanzialmente ripetibile nel tempo e meno soggetta a variazioni di quella fornita dal traffico, legata alla velocità, alla posizione trasversale ed alle caratteristiche degli automezzi, alla rugosità della pavimentazione, ecc.; ne risulta che i parametri modali individuati sono caratterizzati da deviazioni standard assai ridotte.

### 3.4. Identificazione modale

Le registrazioni ottenute sono state analizzate ed interpretate nel dominio delle frequenze allo scopo di identificare deformate, frequenze e smorzamenti dei vari modi di vibrazione [6, 7 e 8]. Pertanto, per ogni impalcato si è proceduto alla determinazione degli spettri di Fourier  $F_i(f)$  di ogni singolo accelerogramma,

e quindi alla determinazione delle seguenti funzioni spettrali medie sulle 12 prove di impatto eseguite;

- autospettri  $S_{ii}(f)$  (o densità di potenza spettrale PSD);
- cross-spettri  $S_{ij}(f)$  (o densità spettrale di potenza incrociata: CSD);
- coerenza  $\gamma$ .

Le frequenze proprie sono state individuate dal simultaneo verificarsi delle seguenti condizioni (fig. 3):

- presenza di picchi negli autospettri e negli spettri incrociati;
- valore del coseno della differenza di fase tra 2 canali approssimativamente pari a -1 (opposizione di fase) o a 1 (in fase);
- valore della coerenza tra 2 canali pari approssimativamente ad 1 (elevata correlazione tra i due canali).

L'ampiezza modale in corrispondenza del  $p$ -esimo punto e della  $j$ -esima frequenza è stata quindi valutata mediante la:

$$\phi_{pj} = \sqrt{S_{pp}(f_j)}$$

e quindi normalizzata rispetto alla massima ampiezza modale.

I valori degli smorzamenti sono stati stimati utilizzando il metodo "half-power bandwidth" con la relazione:

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{f_1 + f_2}$$

ove  $f_1$  ed  $f_2$  sono le frequenze precedente e successiva alla frequenza  $f$  sede di un picco dello spettro di Fourier di ampiezza  $P$ , le cui ampiezze sono pari  $P/\sqrt{2}$ .

La procedura sopra descritta, opportunamente automatizzata, ha consentito di individuare agevolmente i primi 4 modi di vibrazione verticale di ciascun impalcato. Successivamente, allo scopo di confrontare le deformate modali sperimentali con quelle teoriche, si è proceduto al calcolo di una serie di parametri sintetici che forniscono indicazioni sul grado di "somiglianza" tra deformate modali [9 e 10]:

- *MAC - Modal Assurance Criterion*, che, per una determinata forma modale, misura la somiglianza tra le ampiezze modali sperimentali  $\{\phi_S\}$  e quelle teoriche  $\{\phi_T\}$ ; valori di *MAC* prossimi ad 1 indicano la perfetta corrispondenza, mentre prossimi a 0 indicano l'assenza di correlazione:

$$MAC(T, S) = \frac{|\{\phi_S\}^* \{\phi_S\}|^2}{(\{\phi_S\}^* \{\phi_S\})(\{\phi_T\}^* \{\phi_T\})}$$

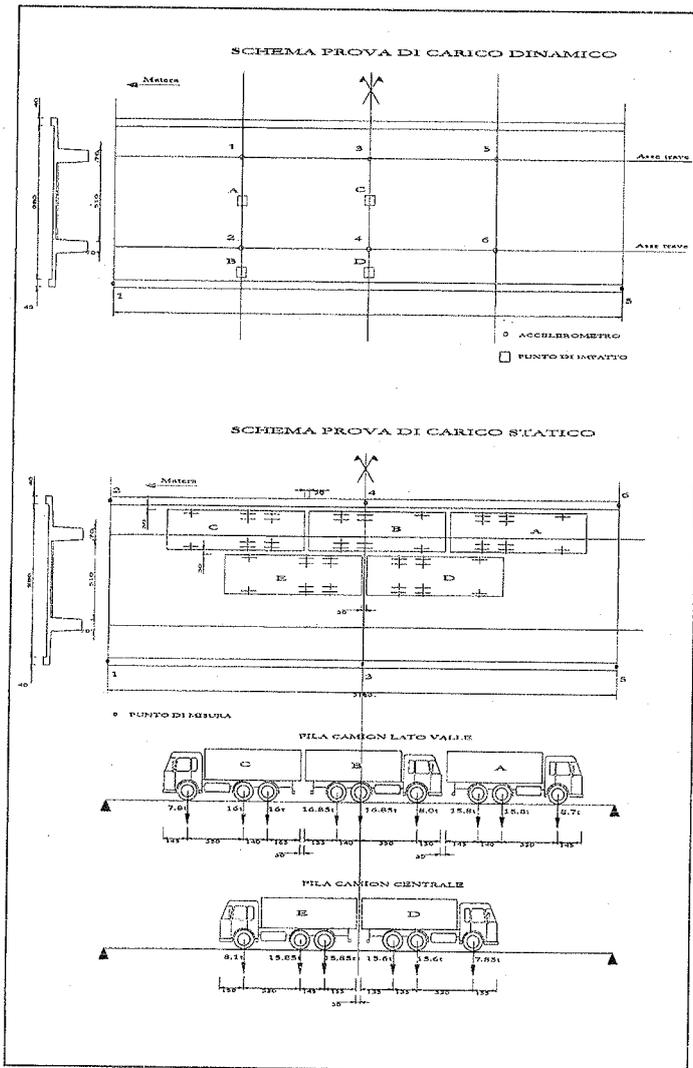


Figura 2 - Schemi di esecuzione prove di carico dinamico e statico

- **NMD - Normalised Modal Difference**, che esprime lo scarto percentuale tra le due forme modali e risulta più sensibile del **MAC** per piccole differenze:

$$NMD = \sqrt{\frac{1 - MAC}{MAC}}$$

- **COMAC - Coordinate Modal Assurance Criterion**, che, per un punto di misura *i*-esimo, misura la correlazione tra le ampiezze sperimentali di tutti i modi (dal modo  $k=1$  al modo  $k=L$ ) ed le corrispondenti ampiezze modali teoriche; valori di **COMAC** pari ad 1 nel punto *i*-esimo indicano una sostanziale invarianza tra le varie forme modali nel punto; per contro, valori più bassi evidenziano probabili anomalie di comportamento locali nel punto:

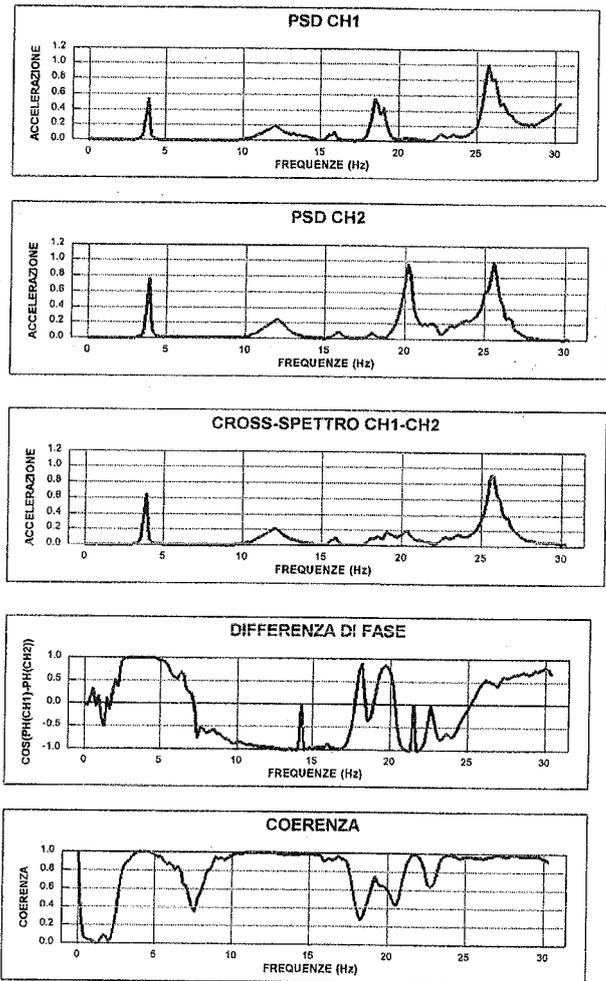


Figura 3 - Spettri, differenza di fase e coerenza di due canali

$$COMAC(T_i, S_i) = \frac{\sum_{k=1}^L |(\phi_S)_{ik}(\phi_T)_{ik}|^2}{\sum_{k=1}^L (\phi_S)_{ik}^2 (\phi_T)_{ik}^2}$$

Nelle tabelle 1 e 2 si riportano i parametri caratteristici sintetici relativi ai primi 2 modi di vibrazione identificati (primo modo flessionale e primo modo torsionale): frequenza, smorzamento percentuale, MAC e NMD, insieme al valore della frequenza teorica; si omettono per brevità le analoghe tabelle relative ai 2 modi superiori individuati (secondo modo flessionale e secondo modo torsionale). Nella tabella 3 si riportano invece i valori del **COMAC**, calcolati per i 4 modi individuati in corrispondenza dei 6 punti di misura.

V.tto Imp.	$f$ (Hz)	$\zeta$ %	MAC	NMD
Mod.	4.08		1.000	0.000
7.1	4.18	5.45	0.996	0.066
7.5	3.84	5.56	0.996	0.061
8.1	4.36	5.23	0.999	0.037
8.2	4.64	5.57	0.999	0.038
9.1	4.51	5.02	0.992	0.092
10.1	4.55	4.48	0.994	0.080
10.2	4.61	4.95	0.997	0.051
11.1	3.97	5.38	0.994	0.075
11.4	3.91	5.84	0.998	0.039
11.5	4.06	5.26	0.998	0.050
11.6	3.23	5.26	0.990	0.098
12.1	4.30	6.30	0.998	0.043
12.2	4.33	5.30	0.999	0.035
12.3	4.27	5.30	0.999	0.037
12.4	4.24	4.96	0.999	0.035
12.5	4.27	5.00	0.999	0.029
12.6	4.03	5.30	0.999	0.028
12.7	4.24	5.04	0.998	0.043
12.8	4.15	5.50	0.999	0.031
12.9	4.33	5.63	0.999	0.027
12.10	4.58	4.30	0.998	0.049
12.11	4.67	4.95	0.998	0.043
MIN	3.23	4.30	0.990	0.027
MAX	4.67	6.30	0.999	0.098
MED	4.24	5.25		

Tabella 1 - Parametri dinamici 1° modo flessionale

### 3.5. Analisi dei risultati

Dall'esame delle tabelle 1, 2 e 3 si evidenzia quanto segue:

- Le frequenze del primo modo di vibrazione flessionale sono risultate comprese tra 3.23 e 4.67 Hz, con un valore medio di 4.24 Hz; la corrispondente frequenza teorica è pari a 4.08 Hz.;
- Analogamente, le frequenze del primo modo di vibrazione torsionale sono risultate comprese tra 5.52 e 6.44 Hz, con un valore medio di 5.96 Hz; la corrispondente frequenza teorica è pari a 5.57 Hz;
- Le deformate modali dei primi due modi individuati (1° flessionale e 1° torsionale) sono risultate assai simili a quelle teoriche, con MAC sempre superiore a 0.98;

V.tto Imp.	$f$ (Hz)	$z$ %	MAC	NMD
Mod.	5.57		1.000	0.000
7.1	5.52	4.13	0.994	0.076
7.5	5.58	4.09	0.998	0.049
8.1	5.77	3.96	0.998	0.045
8.2	5.95	3.83	0.998	0.045
9.1	5.89	3.85	0.980	0.142
10.1	6.22	3.92	0.998	0.046
10.2	6.07	3.50	0.997	0.055
11.1	5.67	3.76	0.998	0.041
11.4	5.55	3.85	0.996	0.061
11.5	5.71	3.74	0.998	0.045
11.6	5.71	3.74	0.991	0.094
12.1	6.07	3.50	0.992	0.091
12.2	6.04	5.56	0.997	0.052
12.3	6.16	6.63	0.997	0.054
12.4	6.04	5.05	0.996	0.065
12.5	6.12	4.06	0.998	0.045
12.6	6.01	3.80	0.997	0.058
12.7	6.07	3.76	0.997	0.051
12.8	6.07	3.52	0.998	0.047
12.9	6.26	3.88	0.998	0.050
12.10	6.44	3.30	0.998	0.049
12.11	6.23	3.67	0.998	0.050
MIN	5.52	3.30	0.980	0.041
MAX	6.44	6.63	0.998	0.142
MED	5.96	4.05		

Tabella 2 - Parametri dinamici 1° modo torsionale

- Per i modi superiori (2° flessionale e 2° torsionale) su alcuni impalcati si sono invece evidenziate alcune deformate modali anomale rispetto a quelle teoriche, con valori di MAC lontani dall'unità (V.tto 11 impalcato 1 con 0.94 e 0.82, V.tto 11 impalcato 4 con 0.95 e 0.78, V.tto 12 impalcato 9 con 0.87 e 0.73); per tali 3 impalcati anche il COMAC è risultato particolarmente basso, inferiore a 0.9.

Allo scopo di quantificare in prima approssimazione la minore "qualità" in termini di rigidità di alcuni impalcati rispetto alla media, si è proceduto alla definizione di un parametro sintetico basato sui valori delle frequenze di vibrazione dei primi modi; tenendo conto che per i vari impalcati analizzati luce e massa sono le medesime, si sono valutati i rapporti tra le

rigidezze di due impalcati in funzione dei rapporti tra frequenze:

$$f_1^2 / f_2^2 = (EJ)_1 / (EJ)_2$$

V.tto Imp.	a1 1/4 Dx	a2 1/4 Sx	a3 1/2 Dx	a4 1/2 Sx	a5 3/4 Dx	a6 3/4 Sx
7.1	0.964	0.995	0.985	0.985	0.957	0.997
7.5	0.987	0.996	0.977	0.937	0.971	0.994
8.1	0.953	0.992	0.995	0.977	0.957	0.998
8.2	0.955	0.976	0.987	0.989	0.948	0.970
9.1	0.994	0.989	0.983	0.972	0.983	0.992
10.1	0.927	0.893	0.995	0.989	0.934	0.903
10.2	0.946	0.930	0.996	0.988	0.940	0.903
11.1	0.869	0.952	0.992	0.992	0.864	0.964
11.4	0.999	0.975	0.829	0.975	0.997	0.916
11.5	0.966	0.999	0.988	0.984	0.952	1.000
11.6	0.994	0.995	0.992	0.976	0.995	0.992
12.1	0.995	0.974	0.988	0.973	0.997	0.990
12.2	0.997	0.979	0.990	0.996	0.999	0.998
12.3	0.998	0.996	0.993	0.986	1.000	0.987
12.4	1.000	0.997	0.984	0.974	1.000	0.997
12.5	0.999	0.991	0.996	0.993	0.997	0.995
12.6	1.000	0.963	0.991	0.992	0.998	0.972
12.7	0.998	0.980	0.993	0.989	0.998	0.978
12.8	0.996	0.999	0.990	0.990	0.998	0.999
12.9	0.904	0.869	0.913	0.993	0.921	0.838
12.10	0.988	1.000	0.984	0.986	0.993	0.999
12.11	0.991	0.985	0.996	0.997	0.991	0.982
MIN	0.829					
MAX	1.000					
MED	0.976					

Tabella 3 - COMAC

Si è quindi proceduto alla determinazione di un indice di rigidezza globale  $K_{dinamico}$ , basato sui valori delle frequenze del primo modo flessionale e del primo modo torsionale, e calcolato come segue:

- per ciascun impalcato, calcolo del quadrato della frequenza del 1° modo flessionale  $f_f^2$ ;
- normalizzazione dei valori  $f_f^2$  di ciascun impalcato rispetto al valore medio su tutti gli impalcati;
- ripetizione del procedimento per le frequenze torsionali  $f_t$ ;
- valutazione dell'indice di rigidezza globale relativa, come media per ciascun impalcato tra i valori  $f_f^2$  e  $f_t^2$ .

L'indice così calcolato, riportato in tabella 4, risulta pari ad 1 in corrispondenza del valore medio di rigidezza globale, e tanto minore o maggiore di 1 in proporzione alle riduzioni o incrementi percentuali di rigidezza rispetto alla rigidezza media stessa. Da tale tabella si evince che tutti gli impalcati analizzati dei viadotti 7 e 11 presentano riduzioni di rigidezza globale rispetto alla media compresi tra il 12 ed il 18%; l'impalcato n. 1 del viadotto 8 e gli impalcati n. 6, 7 ed 8 del viadotto 12, presentano invece riduzioni di rigidezza compresa tra il 2 e l'8%. Non essendo stati rilevati fenomeni fessurativi sugli elementi strutturali dei viadotti, che avrebbero potuto causare una riduzione delle inerzie, si ritiene che le riduzioni di rigidezza individuate siano per lo più imputabili ad un minore modulo elastico del calcestruzzo.

V.tto Imp.	$K_{dinamico}$
7.1	0.88
7.5	0.82
8.1	0.96
8.2	1.05
9.1	1.01
10.1	1.15
10.2	1.13
11.1	0.86
11.4	0.83
11.5	0.88
11.6	0.87
12.1	1.12
12.2	1.11
12.3	1.00
12.4	1.06
12.5	1.07
12.6	0.92
12.7	0.98
12.8	0.96
12.9	1.03
12.10	1.21
12.11	1.11

Tabella 4 -  $K_{dinamico}$

## 4. PROVE DI CARICO STATICO

### 4.1. Modalità di esecuzione delle prove di carico

Le prove di carico sono state effettuate utilizzando 5 autocarri a 3 assi, del peso complessivo di circa 40 t ciascuno, che durante la prova sono stati progressivamente posizionati secondo 5 condizioni di carico (figura 2). In tale maniera sulla trave più caricata è stato indotto un momento flettente massimo di 1088 tm, superiore di circa il 3% a quello di progetto (1053 tm).

Gli spostamenti verticali sono stati rilevati mediante livellazione ottica di precisione: sono stati strumentati 6 punti ubicati nelle sezioni trasversali di appoggio e di mezzeria delle estremità degli sbalzi laterali; le misure sono state eseguite mediante due autolivelli con lamina pianoparallela a regolazione micrometrica e due stadie invar.

### 4.2. Calcolo della freccia teorica

Il calcolo della freccia teorica è stato effettuato per via automatica, utilizzando il modello numerico di calcolo agli elementi finiti dell'impalcato tipo messo a punto nell'ambito delle prove di caratterizzazione dinamica. Gli spostamenti verticali della sezione di mezzeria, in corrispondenza della condizione di carico massimo, sono risultati:

- Estremità dello sbalzo più caricato: 24.65 mm
- Trave più caricata: 16.32 mm
- Trave meno caricata: 5.64 mm
- Estremità dello sbalzo meno caricato: 1.15 mm

### 4.3. Analisi dei risultati

Nella tabella 5 si riassumono i valori dei parametri più significativi rilevati nel corso delle prove nelle sezioni di mezzeria di ciascun impalcato: freccia massima ( $\delta_{\max}$ ), freccia media ( $\delta_{\text{media}}$ ) e freccia residua ( $\delta_{\text{residua}}$ ).

Oltre ai parametri riportati in tabella 5, allo scopo di quantificare in prima approssimazione la minore o maggiore "qualità" in termini di rigidità dei vari impalcati rispetto alla media, si è proceduto alla definizione di un parametro sintetico basato sui valori delle freccia massima, analogamente a quanto fatto per le prove dinamiche; pertanto, tenendo conto che per i vari impalcati analizzati luce ed entità e posizione dei carichi sono i medesimi, sono stati valutati i rapporti tra le rigidità di due impalcati in funzione dei rapporti tra le frecce:

$$\delta_1 / \delta_2 = (EJ)_2 / (EJ)_1$$

Si è quindi proceduto alla determinazione di un indice di rigidità globale  $K_{\text{statico}}$ , basato sui valori della freccia massima, e calcolato come segue:

- per ciascun impalcato, calcolo dell'inverso della freccia massima:  $1/\delta$ ;
- normalizzazione dei valori  $1/\delta$  di ciascun impalcato rispetto al valore medio su tutti gli impalcati;
- valutazione di  $K_{\text{statico}}$  per ciascun impalcato, pari al valore  $1/\delta$ , diviso per la media di tutti i valori  $1/\delta$ .

V.tto Imp.	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\text{med}}$ (mm)	$\delta_{\text{residuo}}$ (mm)	$K_{\text{statico}}$	$K_{\text{medio}}$
7.1	-22.83	-11.89	-0.50	0.93	0.91
7.5	-23.73	-12.18	-0.08	0.90	0.86
8.1	-20.02	-11.01	-0.50	1.07	1.01
9.1	-22.11	-12.36	-0.73	0.96	0.99
10.1	-18.69	-10.32	-0.49	1.14	1.14
11.1	-22.67	-12.79	0.03	0.94	0.90
11.5	-23.70	-14.00	-0.05	0.90	0.89
12.1	-21.23	-12.30	0.04	1.00	1.06
12.2	-21.76	-12.35	-0.04	0.98	1.04
12.3	-21.55	-12.66	0.35	0.99	1.00
12.4	-19.95	-12.02	0.05	1.07	1.06
12.5	-21.03	-12.13	0.12	1.01	1.04
12.6	-21.63	-12.87	-0.08	0.99	0.96
12.7	-20.68	-12.00	-0.49	1.03	1.01
12.8	-23.51	-14.39	-0.93	0.91	0.93
12.9	-21.16	-10.89	-0.22	1.01	1.02
12.10	-18.49	-11.43	-0.02	1.15	1.18
12.11	-21.23	-12.06	0.04	1.00	1.06
MAX	-23.73	-14.39	-0.93	0.90	0.86
MIN	-18.49	-10.32	0.35	1.15	1.18
MED	-21.44	-12.20	-0.19	1.00	1.00
TEO	-24.65	-12.90	0.00		

Tabella 5 - Parametri rilevati durante le prove di carico statico sugli impalcati

Oltre a  $K_{\text{statico}}$ , in tabella 5 si riporta anche l'indice di rigidità  $K_{\text{medio}}$ , pari alla media di  $K_{\text{dinamico}}$  e di  $K_{\text{statico}}$  per ciascun impalcato.

Dall'analisi dei dati rilevati si evince quanto segue:

- Le frecce massime di mezzeria, misurate sull'estremità dello sbalzo più caricato, sono risultate comprese tra -18.49 mm (V.tto 12, imp. 10) e -23.70 mm (V.tto 11, imp. 5). Tutti i valori sono risultati inferiori al valore teorico di -24.65 mm, calcolato sul modello numerico preventivamente "tarato" sui parametri dinamici sperimentali.
- Il massimo valore del rapporto tra freccia residua e freccia massima è risultato inferiore al 4%.
- Le curve carico-deformazione sono risultate pressoché lineari su tutti gli impalcati sia in fase di carico che in fase di scarico.
- L'incremento di spostamento misurato sull'estremità dello sbalzo laterale più caricato, tra condizione di carico massimo e la sua ripetizione dopo circa 15' è risultato sempre inferiore al 1.5 %.
- L'indice di rigidezza  $K_{statico}$  è risultato sostanzialmente in accordo con l'analogo indice  $K_{dinamico}$ , come si può anche notare dalla figura 4 in cui si rappresenta la correlazione tra i due indici: generalmente gli impalcati che risultano meno rigidi rispetto alla media in base ai risultati delle prove dinamiche risultano ugualmente meno rigidi rispetto alla media in base ai risultati delle prove statiche. L'indice di rigidezza  $K_{medio}$  evidenzia che gli impalcati n. 1 e 5 del V.tto 7, n. 1 e 5 del V.tto 11, e n. 6 e 8 del V.tto 12 presentano riduzioni della rigidezza globale rispetto alla media comprese tra il 4% ed il 14%. Non essendo stati rilevati fenomeni fessurativi sugli elementi strutturali dei viadotti, che avrebbero potuto causare una riduzione delle inerzie, si ritiene che le riduzioni di rigidezza individuate siano per lo più imputabili ad un minore modulo elastico del calcestruzzo.

## 5. CONCLUSIONI

Nell'ambito delle perizia generale per il completamento dei lavori della strada a scorrimento veloce Bradanica è stata effettuata un'approfondita campagna di indagine diagnostica, allo scopo di valutare lo stato di conservazione strutturale dei viadotti e consentire, quindi, la definizione degli interventi di risanamento.

Da tale campagna è emerso che in generale le opere si trovano in un discreto stato di conservazione e che, non ostante gli oltre 20 anni trascorsi senza alcuna protezione nei confronti delle aggressione degli agenti atmosferici, non necessitano di particolari lavori di risanamento, se si eccettuano alcuni interventi da effettuare su solette e pile.

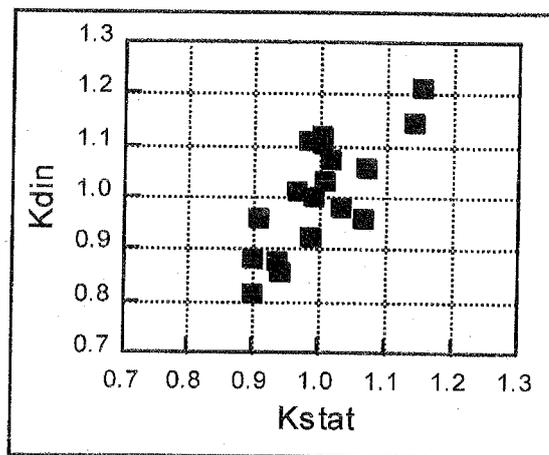


Figura 7 - Correlazione tra  $K_{statico}$  e  $K_{dinamico}$

Più in particolare, le indagini hanno evidenziato che le solette laterali a sbalzo non risultano verificate nei confronti dei sovraccarichi accidentali di progetto a causa del ridotto braccio delle forze interne dovuto al copriferro troppo elevato; pertanto, in sede di progetto è stato previsto il rinforzo di tali solette mediante scarifica del copriferro, posa in opera di una griglia di armatura aggiuntiva e ripristino della sezione mediante calcestruzzo alleggerito. Per quanto riguarda i fusti delle pile interessati da lesioni verticali è stata prevista una incamiciatura esterna mediante da una paretina costituita da una griglia di barre di armatura ammassate alla preesistente struttura, ricoperta da un getto in spritz-beton.

Particolarmente interessanti, nell'ambito della campagna di indagine, sono state le prove di carico statico e dinamico eseguite sugli impalcati. In particolare, le prove dinamiche hanno consentito di classificare gli impalcati in base alla loro rigidezza, secondo un parametro funzione delle frequenze del primo modo flessionale e del primo modo torsionale. Tale classifica è stata sostanzialmente confermata dai risultati delle prove statiche, in seguito alle quali gli impalcati sono stati ordinati in base ad un parametro funzione della freccia rilevata nella condizione di carico massimo.

Inoltre, i parametri dinamici sperimentali individuati nel corso delle campagna di indagine potranno essere adottati come termini di riferimento nell'ambito di un eventuale programma di sorveglianza strumentale nel tempo, volto a studiare l'evoluzione del comportamento strutturale degli impalcati.

**BIBLIOGRAFIA**

- [1] UNI ISO 5348 - *Vibrazioni meccaniche ed urti - Montaggio meccanico degli accelerometri.*
- [2] RILEM TBS-3 - *Essais in situ des ponts en beton.*
- [3] RILEM Draft Recommendation - 45-LTO Committee - *General Recommendation for vibration test in long term observation of concrete bridge structures.*
- [4] Dragotti A., Donferri Mitelli M., Gennari Santori A. - *Indagini dinamiche ad impatto su impalcati da ponte: il viadotto Sassofreddo sull'autostrada A1 - Autostrade n. 2 - 1994.*
- [5] Gennari Santori A., *Rilievi dinamici su impalcati da ponte - Le Strade n.4 - 1997.*
- [6] Bendat J.S., Piersol A.G. - *Engineering applications of correlation and spectral analysis - Wiley Interscience - UK 1993.*
- [7] Bendat J.S., Piersol A.G. - *Random data: analysis and measurement procedures - Wiley Interscience - USA 1971.*
- [8] Ewins D.J. - *Modal testing: theory and practice - Research Study Press - UK 1986.*
- [9] Ewins D.J. - *Correlation methods for experimental and analytical models.*
- [10] Gentile C. - *Comportamento dinamico ed identificazione strutturale di ponti e viadotti - Corso d'aggiornamento su ponti e viadotti - Politecnico di Milano 1998.*



## CRITERI DI RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TRA I PALI DI FONDAZIONE

**Maurizio LENZI – Andrea GAMBI – Giancarlo OLIVUCCI**

Direzione Tecnica  
ACMAR  
ASSOCIAZIONE COOPERATIVA MURATORI & AFFINI RAVENNA

### SOMMARIO

La ripartizione delle azioni esterne tra i pali di fondazione costituisce un tipico problema di interazione che nella presente memoria viene affrontato imponendo le condizioni di congruenza interna tra la sommità dei pali e la fondazione. L'analisi introduce in maniera esplicita sia la natura del terreno che la continuità strutturale, affrancandosi in tal modo dalle limitazioni insite nelle schematizzazioni di uso più ricorrente. Il risultato cui si perviene è una formulazione chiusa di semplice impiego che consente di cogliere l'essenza dell'interazione e che mostra la marcata influenza delle azioni orizzontali nel modificare il quadro tensionale interno nella palificata.

### SUMMARY

The subdivision among pile foundation of external forces represents a typical problem of soil-structure interaction which, in the present case, is faced imposing internal compatibility conditions. Analysis introduces in explicit manner both soil nature and structural continuity, avoiding the limitations of classic approach. The result which is obtained shows in a simple form of easy use the influence of the basic parameters governing the interaction and shows how horizontal forces markedly change internal actions in the piles.

### 1. PREMESSA

L'impiego di fondazioni profonde costituisce una soluzione tecnologica e costruttiva largamente utilizzata in campo strutturale ed a tal riguardo è oggi disponibile una vastissima e qualificata letteratura, in particolare per quanto concerne la capacità ultima dei pali e le deformazioni sotto i carichi di esercizio.

Una riflessione critica pone in luce peraltro come l'analisi del comportamento dei pali in gruppo, ed in particolare della ripartizione delle azioni applicate alla fondazione, venga spesso effettuato con criteri che, alla luce del presente contributo, possono non sempre risultare non conservativi.

In tema di ripartizione delle azioni tra i pali di fondazione i metodi esistenti si possono catalogare in due categorie. La prima comprende modelli semplificati sovente utilizzati ma di larga approssimazione, che idealizzano la palificata come un sistema staticamente

determinato con ripartizione delle azioni indipendente dalla natura del terreno e dal grado di continuità strutturale, mentre nella seconda categoria si annoverano metodi più rigorosi, ma meno agevoli nell'impiego, che studiano la ripartizione dei carichi assimilando il terreno ad un mezzo continuo.

Tra questi si distinguono modelli che tengono conto della interazione tra i singoli pali mediante coefficienti influenza mutua dedotti supponendo il terreno come un mezzo diffondente ed in modelli a pali indipendenti in cui l'interazione viene attivata dalla sovrastruttura mediante l'imposizione di condizioni di congruenza.

Anche per questi metodi il ricorso al mezzo elettronico risulta indispensabile appena il modello risulti un minimo affinato, pur in presenza di un numero esiguo di equazioni risolventi.

Poter quindi disporre di strumenti di controllo che consentano di quantificare gli aspetti salienti di un problema d'interazione appare, a parere degli Autori,

una stringente necessità per ogni progettista che non si limiti a una accettazione passiva dell'analisi numerica ma che viceversa voglia verificare l'affidabilità della soluzione ottenuta.

Tale esigenza diviene più acuta qualora si voglia qualificare la fase progettuale con scelte di ottimizzazione, operando un'analisi parametrica, sempre opportuna in campo geotecnico, orientata a valutare i risultati forniti dall'analisi strutturale al variare dei parametri assunti per l'identificazione meccanica e geometrica del modello.

Scopo del presente lavoro è pertanto quello di proporre un'agile strumento per lo studio della ripartizione delle azioni applicate ad una fondazione su pali, che possa consentire di cogliere, con i consueti metodi dell'analisi strutturale, gli aspetti salienti del problema e di ricavare indicazioni progettuali utili per i casi più ricorrenti.

Sotto l'aspetto applicativo tale formulazione ben si presta allo studio dello stato di sollecitazione delle fondazioni di opere d'arte isostatiche in elevazione quali ad esempio pile e spalle da ponte, torri e serbatoti, e più' in generale di strutture per le quali i movimenti della fondazione conseguenti alla deformazione del terreno non alterino in modo sostanziale la distribuzione delle forze applicate in elevazione.

## 2. IPOTESI DI BASE

I termini del problema che si intende affrontare sono riportati in fig. 1 nella quale è rappresentato il caso di una palificata connessa ad un plinto di fondazione e soggetta alle azioni esterne risultanti trasmesse dalla sovrastruttura.

Le ipotesi poste alla base della formulazione del problema sono le seguenti:

- Fondazione infinitamente rigida;
- Pali di caratteristiche eguali;
- Comportamento indipendente di ciascun palo;
- Azioni esterne riportate nel baricentro dei pali;
- azioni dirette secondo un'asse principale d'inerzia;
- azioni esterne staticamente determinate.

Il sistema risulta dotato di tre componenti di movimento  $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\eta$ , correlative alle azioni esterne  $M(x)$ ,  $H(y)$ ,  $V(z)$  applicate alla fondazione, considerate positive se con verso concorde con gli assi coordinati.

## 3. CRITERI DI RIPARTIZIONE E MECCANISMI RESISTENTI

Nell'ipotesi semplificativa di indipendenza dei pali, l'azione verticale si ripartisce, come noto, in aliquote

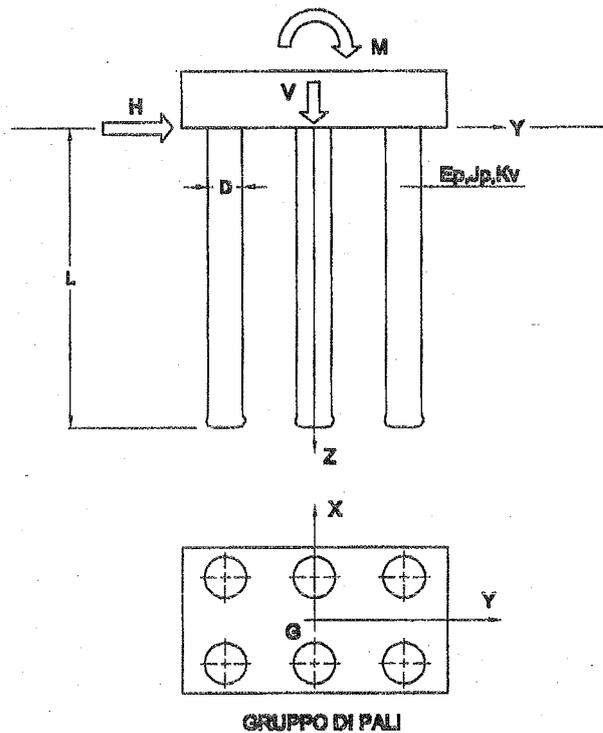


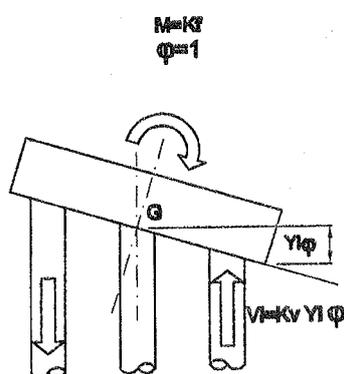
Fig. 1 - Azioni esterne applicate alla palificata

proporzionali alle singole rigidità assiali e nel caso in esame tale ripartizione si traduce in uno sforzo d'intensità costante pari al rapporto tra il carico applicato ed il numero complessivo di pali.

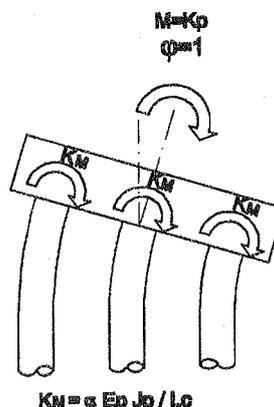
Gli aspetti legati alla ripartizione delle azioni orizzontali e dei momenti esterni risulta più complessa in conseguenza del mutuo accoppiamento che esiste tra i movimenti della fondazione ed i meccanismi resistenti a flessione (Fig.2).

L'interazione che ne consegue trae origine dalle seguenti cause:

- I momenti esterni vengono ripartiti tra due meccanismi resistenti che contribuiscono alla rigidità alla rotazione del complesso plinto - pali e che scaturiscono dalla rigidità assiale associata all'eccentricità dei pali e dalla rigidità flessionale propria degli stessi pali.
- In presenza di azioni orizzontali la congruenza dei movimenti comporta l'insorgere, nelle sezioni di connessione, di momenti flettenti che vanno sommati alla coppia esterna nel computo del momento da equilibrare con sforzi assiali nei pali.



RIGIDEZZA ASSIALE DEI PALI



RIGIDEZZA FLESSIONALE DEI PALI

Fig 2 - Meccanismi di rigidità rotazionale dei pali:

- Il singolo palo presenta coefficienti elastici mutui in base ai quali si hanno spostamenti orizzontali per effetto di coppie applicate in sommità al palo e rotazioni di tali sezioni per effetto di sforzi di taglio. Tale caratteristica congenita si riflette anche sul comportamento della fondazione nel suo complesso che compie pertanto lavoro mutuo in presenza di forze orizzontali e coppie esterne.

Alla luce di queste considerazioni la ripartizione delle azioni può essere effettuata in base allo schema di seguito riportato analizzando dapprima il caso della ripartizione di una coppia esterna e di seguito, facendo uso di vincoli ausiliari, l'immediata estensione al caso generale. Lo schema completo della ripartizione delle azioni applicate si ottiene poi per semplice sovrapposizione degli effetti.

#### 4. RIGIDEZZE ROTAZIONALI

Identificati in precedenza i meccanismi resistenti, la ripartizione di coppie esterne avviene in proporzione alle rigidità qui di seguito definite.

##### a) Rigidità alla rotazione della fondazione

Per effetto di un momento esterno la fondazione ruota rigidamente, conservando piana la sezione di base; la rigidità alla rotazione è perciò data dal momento

a) per rigidità assiale; b) per rigidità flessionale

d'inerzia complessivo delle rigidità assiali  $K_v$  dei pali, ognuno dei quali agisce con un' eccentricità pari alla propria coordinata corrente  $y_i$ . Indicato col simbolo  $J = \sum y_i^2$  si ricava di conseguenza:

$$K_F = K_V J \quad (1)$$

##### b) Rigidità alla rotazione dei pali

La rigidità complessiva propria a flessione del gruppo di pali si computa come semplice somma delle rigidità individuali, valutate come inverso della rotazione prodotta da un momento unitario applicato alla sommità di un palo libero di compiere spostamenti orizzontali.

Per l'ipotesi di pali identici e di elevazione isostatica, la congruenza è infatti ripristinata mediante un semplice moto rigido della sola sovrastruttura senza insorgenza di reazioni orizzontali in testa ai pali che compiono, per effetto della coppie unitarie, spostamenti orizzontali tra loro eguali e congruenti. Se quindi si indica con:

$$\begin{aligned} K_M &= \text{la rigidità flessionale del singolo palo} \\ n &= \text{il numero totale di pali} \end{aligned}$$

la rigidità complessiva del gruppo vale:

$$K_p = n K_M \quad (2)$$

## 5. COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

Definite le caratteristiche di rigidezza alla rotazione della fondazione nel suo complesso, i coefficienti di ripartizione di una coppia esterna possono essere espressi in funzione del parametro:

$$\lambda = \frac{n K_M}{K_V J} \quad (3)$$

che esprime il rapporto tra le rigidezze dei due meccanismi resistenti alle coppie esterne. I coefficienti di ripartizione assumono pertanto la forma:

$$\rho_F = \frac{1}{1 + \lambda} \quad (4) \quad \rho_P = \frac{\lambda}{1 + \lambda} \quad (5)$$

rispettivamente per quanto concerne l'aliquota assorbita dalla fondazione in virtù della rigidezza assiale dei pali e quella assorbita complessivamente per flessione dalla palificata.

## 6. RIPARTIZIONE DELLE AZIONI ESTERNE

Al fine di meglio definire l'interazione tra i meccanismi resistenti, tra i vari metodi utilizzabili per la soluzione del problema iperstatico, nel presente caso si desume lo stato di sollecitazione nella palificata pensando di applicare, in una prima fase, le tre componenti dell'azione esterna  $V$ ,  $H$  ed  $M$  in sequenza ad altrettanti meccanismi resistenti principali e di valutare, in vincoli ausiliari posizionati nei nodi, le reazioni che insorgono per rendere congruente la deformata del sistema resistente duale (Fig. 3).

In una seconda fase si ripartisce poi la somma dei momenti dei vincoli ausiliari, invertita di segno, tra i meccanismi resistenti a flessione secondo lo schema indicato al paragrafo precedente.

### 1<sup>a</sup> fase

- a) L'azione verticale  $V$  viene assorbita dal meccanismo avente rigidezza assiale, con sforzi nei pali di eguale intensità pari a  $V/n$ , senza generare reazioni nei vincoli ausiliari essendo le deformate dei due sistemi congruenti;
- b) L'azione orizzontale  $H$  viene assorbita dal meccanismo a flessione, mentre la fondazione trasla rigidamente senza ruotare. Occorre quindi applicare un momento di incastro in grado di annullare la rotazione prodotta dalla forza orizzon-

tale  $H_i = H/n$  agente in testa ai pali, momento che si può esprimere nella forma generale seguente:

$$m_o = - \frac{\varphi_H}{\varphi_M} H_i \quad (6)$$

relazione in cui  $\varphi_H$  e  $\varphi_M$  rappresentano le rotazioni della sommità del palo prodotte da forze e coppie unitarie.

- c) Il momento esterno  $M$  può essere ripartito direttamente secondo i criteri esposti. E' peraltro interessante evidenziare l'interazione mantenendo un' approccio unitario ed affidare tale momento alla sola fondazione che ruota pertanto di un angolo  $\varphi = M / K_V J$ . Il vincolo ausiliario deve perciò fornire una reazione  $m_\lambda = K_M * \varphi$  per rendere congruente la deformata del palo, reazione che può esprimersi nella forma equivalente:

$$m_\lambda = \frac{\lambda M}{n} \quad (7)$$

rendendo conto in tal modo di un termine che in seguito compare nell'espressione dei momenti di continuità.

### 2<sup>a</sup> fase

In questa fase si applica la somma dei momenti d'incastro cambiati di segno, ottenendo una coppia complessiva pari a:

$$M_R = -n * [m_o + m_\lambda] \quad (8)$$

che va ripartita in base ai coefficienti di ripartizione ricavati in precedenza.

## 7. SOLLECITAZIONI NEI PALI

Sommando le due fasi si ricava lo stato di sollecitazione seguente in cui  $V_i$ ,  $H_i$  ed  $m_i$  rappresentano rispettivamente lo sforzo normale, lo sforzo di taglio ed il momento flettente agente in sommità ai pali:

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{M - n m_i}{1 + \lambda} \frac{y_i}{J} \quad (9a)$$

$$H_i = \frac{H}{n} \quad (9b)$$

$$m_i = \frac{m_o + m_\lambda}{(1 + \lambda)} \quad (9c)$$

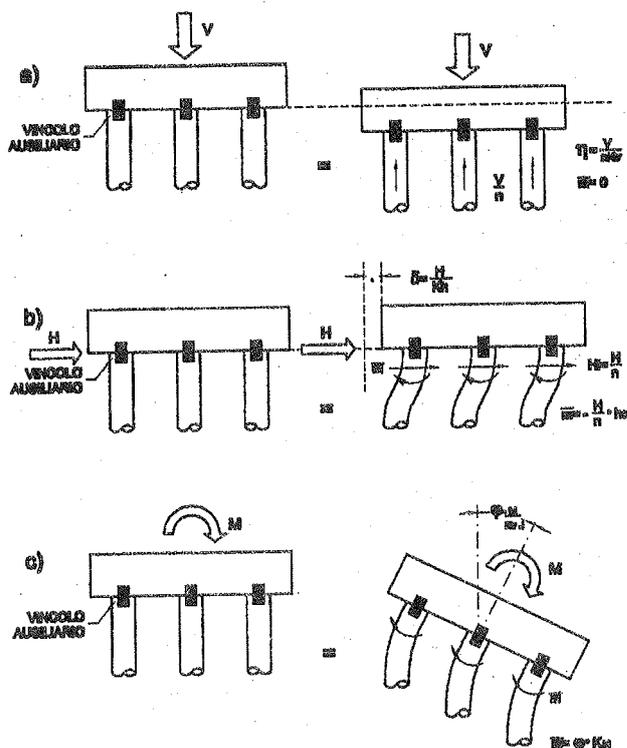


Fig. 3 - Schema a vincoli ausiliari e reazioni nei nodi :

a) carico verticale; b) carico orizzontale; c) momento

Alle formule di ripartizione può darsi peraltro una veste che evidenzia in modo più esplicito le azioni esterne che la sovrastruttura trasmette alla fondazione e che ne permette un uso più immediato. Sostituendo l'espressione ricavata per i momenti di continuità, ed indicato con  $h_0$  il rapporto tra i coefficienti elastici:

$$h_0 = \frac{\varphi_H}{\varphi_M} \quad (10)$$

le sollecitazioni nei pali possono esprimersi nella forma finale seguente:

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{M + H h_0}{1 + \lambda} \frac{y_i}{J} \quad (11a)$$

$$H_i = \frac{H}{n} \quad (11b)$$

$$m_i = \frac{\lambda M - H h_0}{n(1 + \lambda)} \quad (11c)$$

che evidenzia il ruolo centrale dei momenti di continuità angolare e che si presta alle seguenti osservazioni:

- la formula di ripartizione isostatica per il computo degli sforzi assiali va adeguata, aggiungendo al momento esterno  $M$  la somma dei momenti d'incastro  $H \cdot h_0$ , mentre tramite il denominatore  $(1 + \lambda)$  si tiene conto della riduzione degli sforzi normali conseguenti alla rotazione della fondazione;

- i momenti di continuità dipendono sia dall'azione orizzontale, tramite il momento d'incastro  $H_i \cdot h_0$ , sia dalla coppia esterna  $M$ , misurando il termine  $\lambda M/n$  la aliquota di momento necessaria per rendere congruenti le rotazioni del palo e della fondazione;

- le azioni orizzontali si ripartiscono in quote uniformi tra i pali in virtù dell'ipotesi di assenza di mutua influenza;

- l'influenza sulla ripartizione delle azioni delle caratteristiche meccaniche del terreno è confinata solamente nei due parametri  $\lambda$  ed  $h_0$ , che sintetizzano da un lato il ruolo dei meccanismi resistenti a flessione e dall'altro la risposta alle azioni orizzontali della palificata.

## 8. INFLUENZA DEL PARAMETRO DI RIGIDEZZA RELATIVA

Dall'analisi effettuata si evince che il parametro  $\lambda$  definisce le aliquote di ripartizione tra i meccanismi resistenti, ossia quanto del momento esterno viene equilibrato dalla coppia prodotta dagli sforzi normali nei pali e quanto dai momenti flettenti agenti in testa ai pali. I valori limite che assume tale parametro risultano essere i seguenti (Fig.4):

a)  $\lambda = 0$

E' il caso limite di pali disposti su più file, aventi grande inerzia in pianta e rigidità assiale elevata, ed anche il caso di pali di modesta rigidità flessionale quali, ad esempio, i micropali. I pali risultano incastrati alla fondazione che trasla senza ruotare, con insorgenza di momenti d'incastro che si sommano alla coppia esterna, ottenendo:

$$V_i = \frac{V}{n} + [M + H h_0] \frac{y_i}{J} \quad (12a)$$

$$H_i = \frac{H}{n} \quad (12b)$$

$$m_i = \frac{-H h_0}{n} \quad (12c)$$

b)  $\lambda = \infty$

E' il caso di una singola fila di pali ed il caso limite di pali raccolti con piccola inerzia in pianta e di elevata rigidità flessionale. In questo caso le azioni si ripartiscono tra i pali in parti eguali:

$$V_i = \frac{V}{n} \quad (13a)$$

$$H_i = \frac{H}{n} \quad (13b)$$

$$m_i = \frac{M}{n} \quad (13c)$$

c) Nei casi reali il parametro di rigidità relativa ha valori intermedi, che caratterizzano compiutamente la ripartizione delle azioni esterne tra i pali.

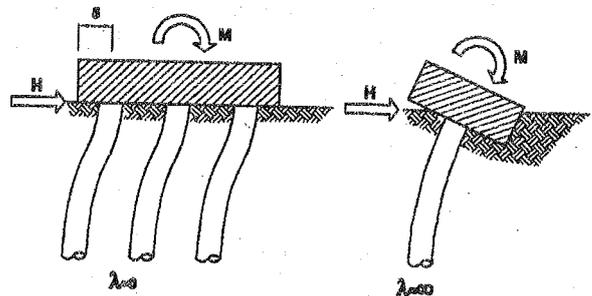


Fig. 4 - Valori limite del parametro  $\lambda$

## 9. ANALOGIA A TELAIO

Il parametro  $h_0$  ha la dimensione fisica di una lunghezza e ad esso può' assegnarsi il significato di distanza dalla sezione d'estremità del punto di flesso di un'asta equivalente incastrata agli estremi e libera di scorrere nella sezione superiore. Tale sezione è sede pertanto del medesimo sforzo di taglio e dello stesso momento d'incastro agenti in sommità al palo. Si può' pertanto identificare nella lunghezza (Fig.5):

$$L_e = 2 h_0 \quad (14)$$

l'altezza di un telaio a travata rigida equivalente, *in termini di sollecitazioni in sommità ai pali*, al gruppo di pali reale. L'equivalenza presuppone di assegnare ai ritti un'area fittizia in grado di riprodurre la stessa rigidità assiale dei pali ed ovviamente non va estesa a quanto concerne la distribuzione effettiva delle sollecitazioni lungo i pali.

Nel caso di pali sufficientemente snelli l'altezza equivalente risulta esprimibile direttamente in funzione della lunghezza caratteristica  $L_c$  del modello adottato. In Tab I,II,III sono riportate relazioni utili in sede di progetto relativamente ai due modelli di suolo elastico e mezzo continuo, nei casi di parametri costanti o variabili linearmente con la profondità.

L'originale formulazione che assimila il complesso di fondazione ad un telaio equivalente (Fig.6) consente pertanto di cogliere, per analogia, gli aspetti salienti del fenomeno fisico con un modello estremamente semplice che evidenzia, in tutta la sua enfasi, il ruolo fondamentale giocato dall'azione orizzontale nella definizione degli sforzi assiali. Esso fornisce anche un'indirizzo per l'estensione del modello al caso di pali di caratteristiche non omogenee.

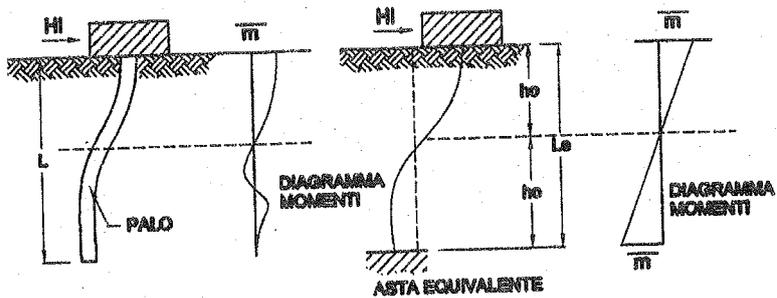


Fig. 5 – Equivalenza meccanica fra palo ed elemento beam

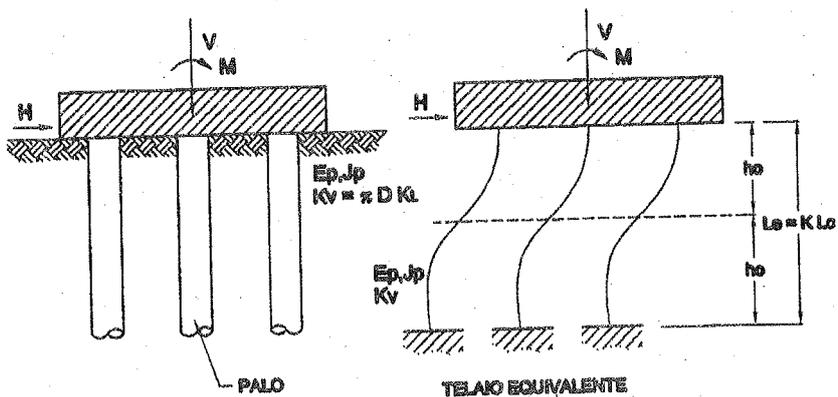


Fig. 6 – Analogia a telaio

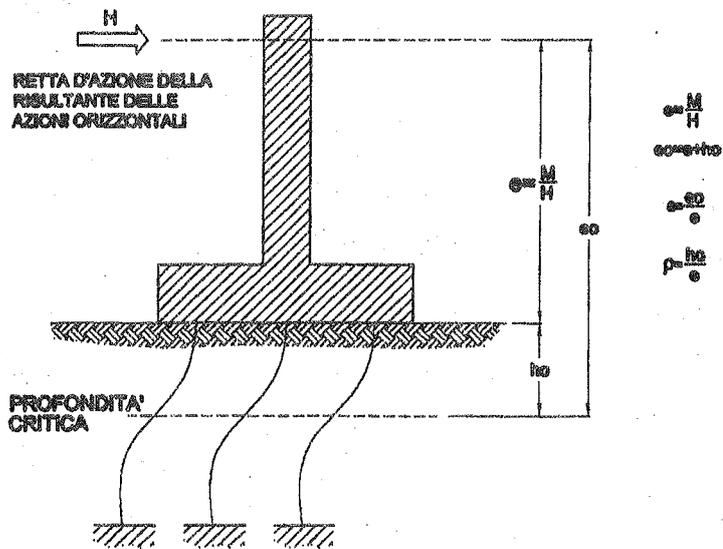


Fig. 7 – Definizione della eccentricità

## 10. ANALISI PARAMETRICA

L'individuazione dei parametri caratteristici del sistema e della loro mutua correlazione ha l'obiettivo di mettere in luce i fattori che qualificano la risposta strutturale ed in tal senso è possibile definire una sintesi conclusiva introducendo un rapporto geometrico che sfrutta l'analogia a telaio.

A questo scopo si prende in esame la condizione di carico che cumula sulla fondazione una forza orizzontale  $H$  ed una coppia  $M$  focalizzando l'attenzione sul valore dello sforzo normale normalizzato al valore fornito dalla semplice ripartizione isostatica della coppia esterna ( $\lambda=0$ ;  $h_0=0$ ). Successivamente si analizza l'influenza dei parametri così dedotti sul valore del momento flettente agente in testa ai pali, rapportato al valore  $m_e = M/n$  afferente a ciascun palo nel meccanismo di sola flessione dei pali ( $\lambda=\infty$ ).

L'analisi parametrica è conclusa dall'individuazione di un dominio resistente in funzione dei rapporti normalizzati che consente di individuare i limiti di applicazione della ripartizione staticamente determinata ed il ruolo quantitativo delle forze orizzontali nel modificare la distribuzione degli sforzi.

a) Nella condizione di carico analizzata, lo sforzo normale sui pali può essere espresso nella forma:

$$V_i = \frac{M + H h_0}{1 + \lambda} \frac{y_i}{J} \quad (15)$$

mentre il valore fornito dalla ripartizione isostatica è:

$$V_{o,i} = \frac{M y_i}{J} \quad (16)$$

Per cui, indicato con:

$$\varepsilon = \frac{e_0}{e} \quad (17)$$

il rapporto tra l'eccentricità  $e_0 = e + h_0$  della retta d'azione della forza orizzontale valutata rispetto al piano critico e l'eccentricità meccanica  $e = M/H$  rispetto al piano di fondazione (fig.7), si può dedurre il rapporto normalizzato, comune a tutti i pali:

$$\frac{V_i}{V_{o,i}} = \frac{\varepsilon}{1 + \lambda} \quad (18)$$

che mette in luce come in realtà l'amplificazione dello

sforzo normale dipenda unicamente dalla posizione relativa della risultante rispetto alla profondità critica  $h_0$  e dalla rigidezza relativa  $\lambda$  della fondazione.

Per un'assegnata coppia esterna  $M$ , l'incremento degli sforzi nei pali aumenta linearmente al crescere della forza orizzontale mentre, a parità di azioni applicate ( $\varepsilon=\text{cost}$ ), si ha una riduzione degli sforzi con legge iperbolica al crescere della rigidezza flessionale propria dei pali.

b) Il momento in testa ai pali, per la condizione di carico esaminata, vale a sua volta:

$$m_i = \frac{\lambda M - H h_0}{n(1 + \lambda)} \quad (19)$$

da cui è possibile ricavare il rapporto comune a tutti i pali:

$$\frac{m_i}{m_{e,i}} = 1 - \frac{\varepsilon}{1 + \lambda} \quad (20)$$

Dalla (20) si trova conferma dell'osservazione già fatta che, per un'assegnata coppia esterna si ha una riduzione lineare del momento al crescere dell'intensità di una forza orizzontale concordante, con inversione del valore in testa ai pali a seguito del prevalere del momento d'incastro.

L'influenza del parametro di rigidezza relativa  $\lambda$ , a parità di azioni applicate ( $\varepsilon=\text{cost}$ ), è anche in questo caso di natura iperbolica con asintoto unitario al crescere della rigidezza flessionale propria dei pali che, per valori elevati di  $\lambda$ , diviene il meccanismo resistente prevalente.

c) I due rapporti normalizzati soddisfano alla condizione di equilibrio:

$$\frac{V_i}{V_{o,i}} + \frac{m_i}{m_{e,i}} = 1 \quad (21)$$

relazione che mostra con perfetta sintesi l'interazione esistente tra i due meccanismi resistenti, consentendo di definire per la fondazione, così come per le sezioni pressoinflesse, un dominio resistente adimensionalizzato che nel presente caso assume la semplice forma lineare mostrata in fig. 8. Esso evidenzia il ruolo centrale dei momenti di continuità nel ridurre ( $m/m_e > 0$ ) o nell'esaltare ( $m/m_e < 0$ ) gli sforzi normali dedotti con la semplice ripartizione isostatica ( $m_i / m_e = 0$ ) che rappresenta perciò lo spartiacque tra condizioni di cari-

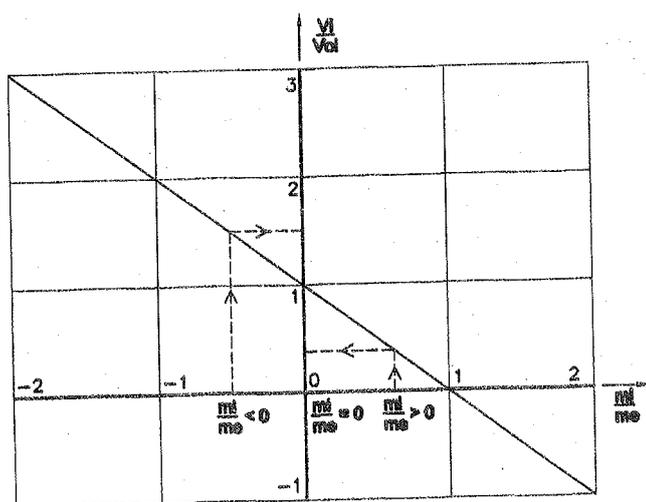


Fig. 8 - Dominio d'interazione  $V_i/V_{oi}$  -  $m_i/m_e$

co in cui risulta dominante l'effetto del momento esterno rispetto a quelle in cui prevale l'azione della forza orizzontale con il suo momento d'incastro. Tale circostanza si realizza con azioni laterali che soddisfano la condizione:

$$H_c = \frac{\lambda M}{h_0} \quad (22)$$

e pertanto valori della forza orizzontale maggiori di maggiori  $H_c$  producono effetti non più trascurabili in termini di sforzi normali nei pali. Tale aspetto ha un particolare rilievo progettuale per le opere poste in zona sismica.

## 11. ESEMPIO APPLICATIVO

Allo scopo di illustrare l'applicazione del metodo si riporta l'esempio relativo ad una semplice spalla da ponte, di dimensioni correnti, avente 12 pali  $\phi=1200$  mm disposti su 3 file poste ad interasse di 3.60 m in entrambe le direzioni.

La struttura è soggetta ai carichi permanenti e dall'azione sismica, che inducono alla base della fondazione le seguenti azioni:

$$\begin{aligned} V &= 21.60 \text{ MN} \\ H &= 7.44 \text{ MN} \\ M &= 10.22 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Per il terreno si considera un modello alla Winkler con costante di sottofondo orizzontale  $K_H = 10 \text{ MN/m}^3$ ; per i pali si assume una rigidezza assiale  $K_v = 500 \text{ MN/m}$  (desunta da una prova di carico) ed un modulo elastico

$E = 25000 \text{ MN/m}^2$ . La ripartizione delle azioni si esplica attraverso la definizione delle quantità in precedenza individuate. A conti fatti si deduce che gli sforzi assiali nei pali sono chiamati ad equilibrare un momento complessivo che è pari alla somma del momento esterno e dei momenti di continuità angolare agenti in sommità ai pali; numericamente tale momento risulta pari a 28.32 MNm, ossia di valore più che doppio rispetto al valore del momento esterno trasmesso dalla sovrastruttura (10.22 MNm).

Conseguentemente si ha la medesima variazione percentuale degli sforzi normali sui pali causati dalle azioni laterali, tra il valore ottenuto con la soluzione esatta (0.983 MN) ed il dato fornito dalla semplice ripartizione isostatica (0.389 MN). Tale discrepanza viene solo parzialmente limitata nel valore complessivo dagli sforzi indotti dai carichi verticali (+26%).

I momenti in testa ai pali, pari a -1.425 MNm, risultano ridotti rispetto al valore di incastro perfetto conseguente alla sola azione orizzontale (-1.675 MNm), e l'aliquota di 0.25 MNm identifica quindi la coppia necessaria per imprimere una rotazione congruente alla testa dei pali

## 12. CONCLUSIONI

Il metodo di analisi illustrato per la ripartizione delle azioni applicate ad una fondazione su pali mette in luce, pur con un modello estremamente semplificato, quanto sia complessa l'individuazione dell'interazione che trasferisce ai pali l'azione esterna.

L'aspetto saliente consiste nella presenza, spesso a torto trascurata, dei momenti di continuità necessari per mantenere congruente la compagine materiale e che possono assumere un ruolo quantitativamente rilevante nell'equilibrio complessivo della fondazione.

L'effetto di tali momenti è quello di spostare alla profondità critica  $h_0$  il piano di riferimento per il calcolo delle azioni esterne, piano nel quale, realizzandosi l'azzeramento dei momenti interni nel telaio equivalente, si ripristina l'ipotesi di piano staticamente determinato assunta alla base dei metodi di ripartizione isostatica.

Non meno importante è poi la rotazione che la fondazione esibisce per effetto delle azioni esterne orizzontali, rotazione che attiva la rigidezza flessionale intrinseca dei pali, modificando in tal modo la configurazione degli sforzi valutati in assenza di deformazioni angolari.

Il presente contributo consente di cogliere questi aspetti con una soluzione analitica in forma chiusa di facile impiego che mantiene, pur col rigore dell'analisi, la semplicità dei metodi tradizionali.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] LANCELLOTTA, R. - 1995, *Geotechnical Engineering* Ed. Balkema, Rotterdam Cap. 9-11
- [2] CESTELLI GUIDI, C. 1988, *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni*, Ed. Hoepli Milano, Vol. II
- [3] COLOMBO, P., COLESELLI, F. - 1997, *Elementi di Geotecnica*, Ed. Zanichelli, Bologna, Cap. 16.5
- [4] POULOS, H. G., DAVIES, E. H., 1980 - *Pile Foundation Analysis and Design*, Ed. J. Wiley & Sons - N.Y.
- [5] BOWLES, J. - 1996, *Foundations Analysis and Design* - Mc Graw Hill - London
- [6] VIGGIANI, C. - 1999, *Fondazioni*, Ed. Hevelius Napoli, Cap. 14-3
- [7] BURGHIGNOLI, A., DESIDERI, A. - 1995, *Analisi di gruppi di pali sollecitati da forze orizzontali*, Rivista Italiana di Geotecnica nr. 3/95

TAB. I - PARAMETRI DEL TERRENO PER MODELLI ELASTICI

Modello del suolo	Soluzione	Parametro	$L_c/D$	$h_o/L_c$	$K_M L_c/E_p J_p$	Nota
Suolo elastico	Winkler	$\beta = \beta_o$	$\frac{1}{2} [\pi E_p / \beta_o]^{1/4}$	0.500	1.000	$L_e = 1.00 L_c$
Suolo elastico	Matlock & Reese	$\beta = \mu z$	$\frac{1}{2} [\pi E_p / \mu D]^{1/5}$	0.930	0.575	$L_e = 1.86 L_c$
Mezzo el. Continuo	Poulos & Randolph	$G = G_o$	$[E_p / k G_o]^{2/7}$	0.188	3.183	$k = 1+3\nu/4$
Mezzo el. Continuo	Randolph	$G = \gamma z$	$[2E_p / k \gamma D]^{2/9}$	0.265	2.541	$\rho = G(L_c/4) / G_o$
Suolo non omogeneo	Randolph	$G = G_o + \gamma z$	$[E_p / k G_c]^{2/7}$	$0.188 \rho^{-1/2}$	$10\rho^{1/2}/\pi$	$G_c = G(L_c/2)$

TAB. II - COEFFICIENTI ELASTICI DELLA SOMMITA' DEL PALO

Modello del suolo	Soluzione	Parametro	$\delta_H E_p J_p / L_c^3$	$\delta_M E_p J_p / L_c^2$	$\phi_H E_p J_p / L_c^2$	$\phi_M E_p J_p / L_c$
Suolo elastico	Winkler	$\beta = \beta_o$	0.500	0.500	0.500	1.000
Suolo elastico	Matlock & Reese	$\beta = \mu z$	2.400	1.600	1.600	1.740
Mezzo el. Continuo	Poulos & Randolph	$G = G_o$	0.54 F	1.20 F	1.20 F	6.40 F
Mezzo el. Continuo	Randolph (F= $\pi/64$ )	$G = \gamma z$	1.08 F	2.40 F	2.40 F	9.05 F
Suolo non omogeneo	Randolph (F= $\pi/64$ )	$G = G_o + \gamma z$	$0.54 \rho^{-1} F$	$1.20 \rho^{-1} F$	$1.20 \rho^{-1} F$	$6.40 \rho^{-1/2} F$

TAB. III - SPOSTAMENTI DELLA FONDAZIONE E DEI PALI

Direzione	Fondazione	Pali
Verticale	$\eta = V/nK_v$	$\eta_i = \eta + \phi y_i$
Orizzontale	$\delta = \delta_i$	$\delta_i = \delta_H H_i + \delta_M m_i$
Rotazione	$\phi = [M+H h_o] / [K_F + K_P]$	$\phi_i = \phi_H H_i + \phi_M m_i$

## IL CONTROLLO DELLE VIBRAZIONI NEGLI STATI LIMITE DI SERVIZIO DELLE COSTRUZIONI DI CEMENTO ARMATO

**Annibale Luigi MATERAZZI**

Associato di Progetto di Strutture

Dipartimento di Ingegneria delle Acque e delle Strutture. Università di Perugia.

**Emanuele Filiberto RADOONA**

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni

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

### SOMMARIO

Con particolare riferimento al caso degli edifici di cemento armato, viene richiamato il ruolo delle vibrazioni nel soddisfacimento degli stati limiti di servizio ed anche nei confronti della durabilità delle strutture. Viene presentata una campagna di indagini sperimentali volta al perfezionamento delle conoscenze sui livelli di vibrazioni cui sono esposti gli edifici di cemento armato, allo scopo di fornire un contributo al perfezionamento delle normative.

### SUMMARY

With special reference to the case of R.C. buildings, the role of vibration is reviewed taking in mind both serviceability requirements and structural durability. A campaign of field investigation is presented to improve the knowledge of in-service vibration of R.C. buildings in order to contribute to the improvement of existing structural codes..

### 1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

Mentre le prescrizioni relative alla limitazione della ampiezza delle fessure ed a quella delle frecce in condizioni di servizio hanno trovato da tempo una adeguata sistemazione, specialmente grazie ai contributi organici del C.E.B. [1], il problema del controllo delle vibrazioni trasmesse agli edifici dal traffico o prodotti nell'ambito degli edifici stessi dalla utilizzazione di macchine è tuttora materia di studio.

Come è noto vengono segnalati con crescente frequenza casi di vibrazioni trasmesse alle sovrastrutture, sia all'interno delle grandi città, dove il traffico in superficie ed a volte anche quello sotterraneo è molto intenso, ovvero in prossimità di vie di comunicazione, sia stradali che ferroviarie.

Tali vibrazioni sono, nella maggior parte dei casi, indesiderabili dal punto di vista del comfort delle

persone o dell'esercizio delle attività a cui le costruzioni interessate sono destinate e possono talvolta compromettere anche la durabilità dei materiali costitutivi, a causa del danneggiamento progressivo e cumulativo che caratterizza i fenomeni di fatica.

In studi precedenti è stato affrontato il problema della risposta strutturale alle azioni naturali tempo-varianti, quali il vento, il moto ondoso, il traffico sui ponti autostradali, con riferimento allo stato limite ultimo di fatica [2,3,4,5].

Data l'importanza e la attualità del problema, l'indagine è stata estesa agli stati limite di servizio ed è stata avviata da tempo una campagna di rilevamenti in situ su edifici sia di muratura che di c.a. [6], allo scopo di acquisire informazioni utili ad identificare i livelli effettivi di esposizione alle vibrazioni, come premessa ad ogni ulteriore considerazione relativa alla realizzazione di condizioni di accettabilità.

Nella presente nota si riferisce preliminarmente sui risultati di tali indagini, con riferimento alle costruzioni di cemento armato.

Si formulano quindi proposte operative di intervento sulle opere esistenti e si espongono criteri di progettazione per le nuove costruzioni.

## 2. LA PROPAGAZIONE DELLE VIBRAZIONI NEI CONTINUI E NELLE STRUTTURE

Come è noto le vibrazioni si propagano all'interno delle strutture in elevazione, nelle fondazioni e nel terreno circostante sotto forma di onde elastiche.

I tipi principali di onde elastiche sono quelle di compressione, o primarie (P) che corrispondono ad oscillazioni delle particelle materiali secondo la direzione di propagazione e le onde trasversali o secondarie (S) nelle quali le particelle oscillano secondo direzioni ortogonali a quella di propagazione. In aggiunta a queste, onde superficiali di vario tipo (di Rayleigh, di Love, ecc....) si propagano sulle superfici che delimitano i solidi interessati.

Tenuto conto del fatto che l'ampiezza delle vibrazioni degli edifici non dovute ad eventi sismici sono contenute, lo studio del problema della loro propagazione può essere affrontato facendo riferimento al modello di materiale elastico lineare [7]. Anche l'ipotesi di omogeneità del materiale può essere considerata accettabile in molti casi, mentre la eventuale anisotropia può essere tenuta in conto in modo completo.

La condizione di equilibrio dinamico di un elemento infinitesimo di volume di materiale siffatto è espressa dalla equazione indefinita:

$$\sigma_{ij,i} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (1)$$

in cui  $\sigma_{ij}$  è il tensore delle tensioni,  $u_i$  è il vettore di spostamento,  $\rho$  è la densità del materiale ed  $f_i$  è la forza di volume per unità di massa. Le incognite del problema sono le sei componenti di  $\sigma_{ij}$  e le tre componenti di  $u_i$ .

Poiché le equazioni disponibili sono le tre (1), il problema è iperstatico. Esso può essere risolto applicando il metodo degli spostamenti considerando, come ulteriori incognite, le sei componenti del tensore delle deformazioni  $\varepsilon_{ij}$  (portando a 15 il numero delle incognite), come equazioni di collegamento, le sei condizioni implicite di congruenza

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2)$$

ed infine le sei relazioni che esprimono il legame

elastico lineare

$$\sigma_{ij} = c_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (3)$$

La eliminazione di  $\varepsilon_{ij}$  tra le (2) e le (3) e quindi l'impiego delle (1) conduce alle:

$$c_{ijkl} u_{k,il} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (4)$$

che costituiscono le equazioni del moto per il corpo elastico omogeneo.

Nel caso in cui il materiale sia anche isotropo, le costanti elastiche si riducono a due soltanto, ad esempio alle due costanti di Lamé  $\lambda$  e  $\mu$ . Corrispondentemente le (4) si semplificano nelle:

$$(\lambda + \mu) u_{i,ij} + \mu u_{j,ii} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (5)$$

che possono anche essere scritte in modo compatto sotto forma vettoriale come:

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \mathbf{u} + \mu \nabla^2 \mathbf{u} + \rho \mathbf{f} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (6)$$

La formulazione matematica del problema dinamico è completata dalle condizioni al contorno, che consistono nella specificazione del campo degli spostamenti e delle velocità iniziali su tutto il solido e nella indicazione delle tensioni sulla superficie di frontiera del solido.

In assenza di forze di volume le equazioni del moto si riducono alla:

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \mathbf{u} + \mu \nabla^2 \mathbf{u} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (7)$$

Applicando il teorema di Helmholtz, che assicura che ogni campo vettoriale può essere espresso come somma del gradiente di un campo scalare  $\varphi$  e del rotore di un campo vettoriale  $\Psi$ , si giunge alla:

$$\mathbf{u} = \nabla \varphi + \nabla \times \Psi, \quad \nabla \cdot \Psi = 0 \quad (8)$$

Sostituendo infine le (8) nella (7) si ottiene:

$$\nabla [(\lambda + \mu) \nabla^2 \varphi - \rho \ddot{\varphi}] + \nabla \times [\mu \nabla^2 \Psi - \rho \ddot{\Psi}] = 0 \quad (9)$$

la quale ammette come soluzioni:

$$\begin{aligned} c_p^2 \nabla^2 \varphi &= \ddot{\varphi}, & c_p^2 &= (\lambda + 2\mu) / \rho \\ c_s^2 \nabla^2 \Psi &= \ddot{\Psi}, & c_s^2 &= \mu / \rho \end{aligned} \quad (10)$$

Come si può vedere tanto  $\varphi$  che  $\Psi$  soddisfano un'equazione d'onda rispettivamente scalare e vettoriale.

Da tale osservazione si deduce che all'interno di un

solido elastico possono propagarsi solo due tipi di onde: il primo, associato a  $\phi$ , che si propaga con velocità  $c_p$  (onde primarie o di compressione), il secondo, associato a  $\Psi$ , che si propaga con velocità  $c_s$  (onde secondarie o di taglio). Poiché le costanti  $\lambda$  e  $\mu$  sono sempre maggiori di zero, la (10) assicura che la velocità di propagazione delle onde primarie è sempre maggiore di quella delle onde secondarie.

La soluzione del problema solo in rari casi può essere ottenuta in forma chiusa, in particolare nel caso in cui il materiale non sia omogeneo. In generale sono possibili soltanto soluzioni approssimate da ricercarsi, ad esempio, mediante tecniche di discretizzazione del continuo tridimensionale.

Tra le varie alternative disponibili quella oggi applicata più di frequente è la tecnica degli elementi finiti, che presenta indubbi vantaggi, sia teorici che operativi, per la facilità con cui essa può essere impiegata, con l'ausilio di elaboratori elettronici.

### 3. CARATTERIZZAZIONE DELLE VIBRAZIONI NEGLI EDIFICI DI CEMENTO ARMATO

#### 3.1 Aspetti fenomenologici

I meccanismi responsabili della produzione delle vibrazioni che possono interessare gli edifici sono molteplici e, spesso, di difficile identificazione.

In ogni caso è però possibile individuare due classi di sorgenti: una che comprende le vibrazioni che provengono dall'esterno dell'edificio ed un'altra relativa alle vibrazioni che sono originate all'interno dell'edificio stesso.

La prima classe di sorgenti è responsabile prevalentemente della produzione delle vibrazioni generate dal traffico veicolare, sia in superficie, che in sotterraneo (ferrovie metropolitane) e dalle attività industriali (vibrazioni di macchine).

La seconda classe comprende invece le vibrazioni dovute alle macchine presenti nell'edificio stesso (macchine industriali, impianti di condizionamento, ascensori, ecc ...) e le vibrazioni di origine antropica, dovute cioè al movimento delle persone.

La principale differenza tra le due classi di sorgenti consiste nella composizione in frequenza delle rispettive vibrazioni. Difatti le vibrazioni che si originano all'esterno dell'edificio si trasmettono ad esso dopo aver attraversato il terreno che separa sorgente ed edificio e quindi vengono sottoposte ad un preliminare filtraggio da parte del terreno stesso. In tal senso il loro contenuto in frequenza viene modificato in modo tale che le frequenze più alte vengono ridotte, quanto ad ampiezza, e quelle vicine alle frequenze naturali del terreno vengono amplificate.

Viceversa le vibrazioni che si originano all'interno degli edifici si trasmettono attraverso le strutture che, in virtù della loro elevata rigidità, generalmente preservano inalterate le ampiezze spettrali delle forzanti.

Dal punto di vista fenomenologico, assai vari sono gli andamenti temporali delle storie di vibrazione misurate all'interno di edifici.

Peraltro elementi che accomunano le varie registrazioni sono l'andamento non deterministico (aleatorio) della loro storia temporale, la constatazione che esse presentano bande di frequenza piuttosto ampie e che evidenziano un valore medio nullo, in quanto le particelle materiali oscillano intorno ad una posizione di riposo, senza che si verifichi movimento di insieme.

Si osserva inoltre la presenza di eventi isolati di durata temporale contenuta, sovrapposti ad un rumore di fondo praticamente sempre presente.

Un esempio tipico di storia temporale di vibrazioni è rappresentato in fig. 1. Esso si riferisce alla componente verticale della accelerazione misurata all'interno di un edificio ad ossatura portante di cemento armato di tipologia ricorrente, situato in una grande città.

L'osservazione della figura, che si riferisce ad una durata di registrazione di 15 minuti, mostra che da un sottofondo di rumore, di ampiezza pressoché costante, emergono alcuni picchi isolati, dovuti alla presenza di eccitazioni accidentali supplementari.

#### 3.2 Tecniche di misura

La misura delle vibrazioni viene oggi eseguita pressoché esclusivamente utilizzando accelerometri [8].

La eventuale determinazione della velocità di vibrazione, qualora tale parametro sia richiesto a scopo

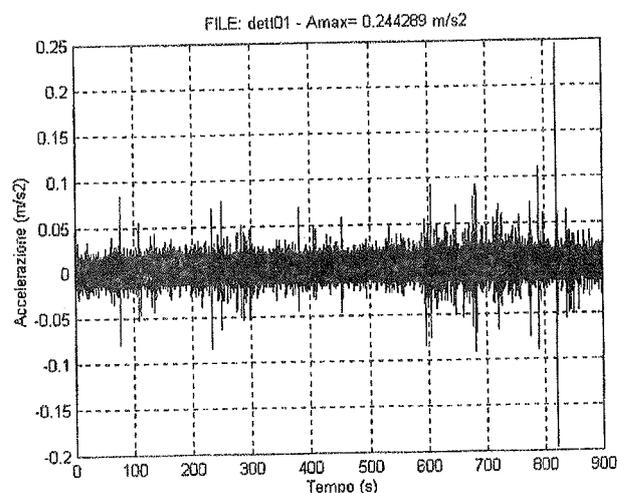


FIG. 1 - Componente verticale della accelerazione in un edificio ad ossatura portante di c.a.

di confronto con valori di riferimento prefissati, viene effettuata indirettamente mediante integrazione numerica od analogica del segnale rilevato.

La possibilità di impiegare direttamente trasduttori inerziali di velocità, che sono basati essenzialmente sullo stesso principio di funzionamento degli accelerometri e differiscono da questi esclusivamente per l'andamento della funzione di risposta in frequenza risulta poco pratica, in quanto gli accelerometri costituiscono una classe di sensori piuttosto diffusa ed il tipo idoneo a rilevare accelerazioni aventi frequenze non troppo basse, quale è il caso in esame, e di sensibilità adeguata al problema, è relativamente economico.

Lo schema a blocchi di fig. 2 mostra la configurazione di un tipico sistema per la misurazione delle vibrazioni.

L'accelerometro, di tipo piezoelettrico, è collegato all'ingresso di un alimentatore/amplificatore ad elevata impedenza.

Il segnale viene quindi campionato ad un passo temporale prefissato e costante da un convertitore analogico digitale, di solito caratterizzato da una risoluzione non inferiore a 12 bit, che fornisce una rappresentazione numerica del segnale accelerometrico con non meno di  $2^{12} = 4096$  livelli diversi, in modo da rendere agevoli le successive manipolazioni per via numerica.

Tra il trasduttore ed il convertitore analogico-digitale è interposto un filtro passa-basso hardware, allo scopo di mitigare i problemi di aliasing inevitabilmente connessi all'impiego del campionamento a passo costante.

Il convertitore A/D è direttamente pilotato da un elaboratore elettronico dedicato, governato, a sua volta, da un apposito programma di gestione, che provvede anche alle eventuali elaborazioni in linea sul segnale ed alla memorizzazione permanente dei dati su supporto magnetico.

### 3.3 Presentazione dei risultati delle misura

Il parametro che normalmente viene considerato significativo nelle specifiche relative ai livelli massimi ammissibili per le vibrazioni è la velocità, piuttosto che lo spostamento o la accelerazione. D'altra parte la ricordata facilità con cui è oggi possibile eseguire misure di accelerazione, dovuta alla disponibilità commerciale di accelerometri di prestazioni adeguate e di costo contenuto, fa sì che le misure di velocità vengano di fatto impiegate praticamente solo a scopo di confronto con i limiti di ampiezza indicati dalle normative che, per ragioni essenzialmente di tipo storico, considerano preferibilmente come riferimento la velocità di vibrazione.

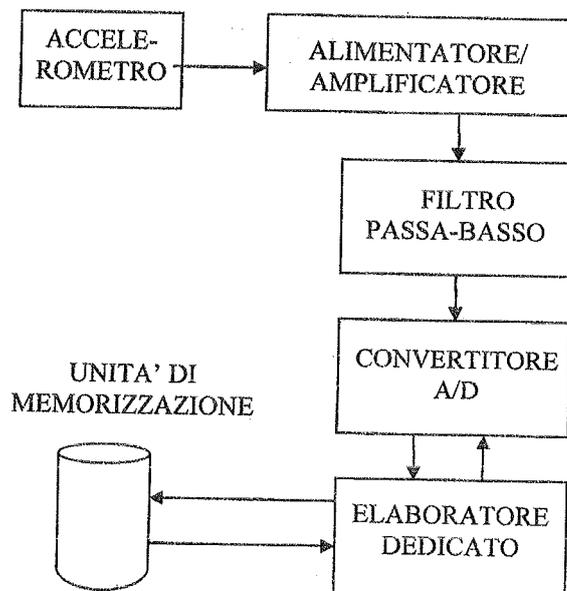


FIG. 2 - Schema funzionale del sistema di misura.

Per quanto riguarda la presentazione delle misure, a fianco della rappresentazione diretta in funzione del tempo, viene spesso utilizzata la metodologia, mutuata dalla Fisica Tecnica e dall'Ingegneria Elettronica, che prevede la espressione della velocità o della accelerazione in dB (livello di velocità  $L_v$  o accelerazione  $L_a$  rispetto ad opportuni valori di riferimento  $v_0$  e  $a_0$ ) applicando le note relazioni:

$$L_v = 20 \log_{10} \frac{v(t)}{v_0}$$

$$L_a = 20 \log_{10} \frac{a(t)}{a_0} \quad (11)$$

Nella pratica vengono utilizzati come valori di riferimento appropriati livelli prescelti in funzione delle condizioni di misura, anche se la normativa sulla standardizzazione nelle misure di vibrazioni (ISO R 1683) consiglia ben precisi valori (vedi tabella I).

La caratterizzazione completa del fenomeno vibratorio richiede peraltro anche la valutazione, per via

Grandezza	Definizione	Livello di rif.
Accelerazione	$L_a = 20 \log_{10} \frac{a}{a_0}$ dB	$a_0 = 10^{-5} \text{ m/s}^2$
Velocità	$L_v = 20 \log_{10} \frac{v}{v_0}$ dB	$v_0 = 10^{-8} \text{ m/s}$

TABELLA I - Definizione dei livelli di accelerazione e velocità e corrispondenti livelli di riferimento in dB.

analogica oppure per via digitale, della distribuzione spettrale della ampiezza associata alla vibrazione (spettro di ampiezza), oppure della distribuzione spettrale dell'energia (spettro di potenza).

A questo proposito le Norme UNI 9916 "Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici" [9] forniscono, in aggiunta ad utili indicazioni sulla metodologia di conduzione delle prove, anche valori orientativi degli intervalli di frequenza ricorrenti per diversi tipi di eccitazione, riassunti nella Tabella II.

In fig. 3 è riportato l'andamento della densità di potenza spettrale del segnale di fig. 1, determinato per via numerica mediante Trasformata di Fourier (FFT).

L'esame della figura, che evidenzia massimi corrispondenti a frequenze proprie della struttura, mostra che la maggior parte dell'energia del segnale è contenuta nel campo di frequenze compreso tra 0 e 80 Hz, in buon accordo con le indicazioni della Tabella II.

Sorgente delle vibrazioni	Frequenza [Hz]
Traffico (su strada e rotaia)	da 1 a 80
Esplosioni	da 1 a 300
Battitura di pali	da 1 a 100
Macchine esterne all'edificio	da 1 a 300
Macchine interne all'edificio	da 1 a 1000
Attività umane	
- interessanti dirett. l'edificio	da 0.1 a 100
- interessanti indirett. l'edificio	da 0.1 a 12
Vento	da 0.1 a 10

TABELLA II - Campi di frequenza caratteristici per diverse sorgenti di vibrazioni (da [9]).

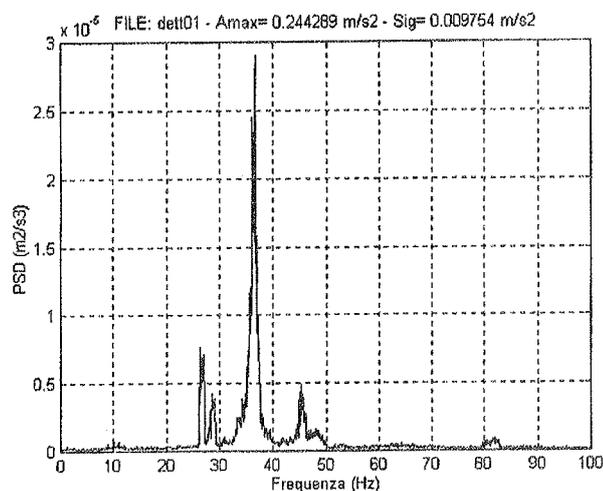


FIG. 3 - Spettro di potenza della accelerazione verticale riportata in fig. 1.

## 4. LIVELLI MASSIMI DELLE VIBRAZIONI

### 4.1 Soglie di tollerabilità delle ampiezze massime

Le Normative Tecniche sulle costruzioni di calcestruzzo strutturale, pur contemplando il caso delle vibrazioni nel quadro della classificazione degli stati limite, generalmente non forniscono indicazioni specifiche circa i loro valori massimi ammissibili.

Ad esempio l'Eurocodice 2 [10] si occupa del problema al punto 4.4.0.2 "Campo di applicazione" (delle prescrizioni sugli stati limite di esercizio) ma, pur riconoscendo la sua importanza, esplicitamente dichiara di non considerarlo.

Il Model Code '90 del C.E.B. [11], viceversa, dedica maggiore attenzione al problema delle vibrazioni, prescrivendo che le frequenze proprie delle strutture debbono essere mantenute sufficientemente lontane da quelle proprie delle sorgenti che possono interessarle.

A tale scopo esso fornisce dei valori di riferimento per le eccitazioni dinamiche dovute al moto delle persone (vedi Tabella III).

Le norme UNI 9916 [9] riportano valori indicativi delle velocità massime compatibili con la funzionalità degli edifici, riprendendoli integralmente dalle norme DIN 4150/3 [12] (vedi Tabella IV).

Dal confronto con documenti più recenti si nota, come tali valori siano abbastanza elevati. Ad esempio i limiti suggeriti da Bonde ed altri in [13] e riferiti in particolare modo alle vibrazioni indotte dal traffico (vedi Tabella V) sono alquanto inferiori.

Structures	Frequency (Hz) <i>f<sub>crit</sub></i>
Gymnasia and sports halls	8.0
Dance rooms and concert halls without permanent seating	7.0
Concert halls with permanent seating	3.4
Structures for pedestrians and bicyclists	
Natural frequencies between 1.6 and 2.4 Hz and between 3.5 and 4.5 Hz are to be avoided in structures for pedestrians and bicyclists. Joggers can also cause vibrations in structures with natural frequencies between 2.4 and 3.5 Hz.	

TABELLA III - Frequenze critiche in strutture sottoposte a vibrazioni causate dai movimenti delle persone (da [11]).

Tipo di edificio e di fondazione	Velocità verticale raccomandata Vmax [mm/s]
Edifici particolarmente sensibili o di particolare valore culturale e storico	1
Edifici di nuova costruzione su fondazioni superficiali	2
Edifici su pali in terreni coesivi	3
Edifici su pali in terreni granulari	5

TABELLA V - Velocità ammissibili nel caso di vibrazioni indotte dal traffico veicolare (da [13]).

Come si può vedere una attenzione particolare viene dedicata agli edifici di carattere storico e monumentale, nei i quali le vibrazioni del traffico possono produrre deterioramento delle malte con conseguente danneggiamento progressivo delle murature.

#### 4.2 Ampiezze massime ai fini della durabilità

Pur se nella maggior parte dei casi l'ampiezza delle vibrazioni che si riscontrano negli edifici di cemento armato è di ampiezza molto ridotta, tuttavia la ripetizione dei corrispondenti cicli di tensione per un numero estremamente elevato di volte produce nei materiali un danneggiamento meccanico progressivo che può, in taluni casi diventare significativo.

Come è noto il danneggiamento meccanico dei materiali (fatica) si verifica quando essi sono esposti ad un gran numero di cicli di tensioni variabili nel tempo, tipicamente molti milioni.

Mentre per alcuni materiali metallici, ed in particolare per gli acciai a basso tenore di carbonio impiegati nelle costruzioni, esistono livelli tensionali sufficientemente piccoli che possono essere sopportati senza rottura per un numero indefinito di cicli (limite di durata illimitata o limite di fatica), nel caso dei materiali lapidei, dei calcestruzzi e delle malte, il danneggiamento meccanico si accumula in modo irreversibile comunque piccolo sia il livello tensionale. In tal senso anche gli spostamenti di ridottissima ampiezza associati alle vibrazioni in servizio possono talvolta risultare dannosi.

Per di più il danneggiamento per fatica risulta accelerato in ambienti chimicamente aggressivi, per i quali si può configurare il regime di danneggiamento di corrosione-fatica.

Ai fini della valutazione del danneggiamento meccanico non è possibile indicare valori di soglia delle vibrazioni compatibili con l'esercizio, in quanto il parametro significativo non il valore massimo dell'ampiezza, ma l'intera evoluzione temporale delle vibrazioni.

Di volta in volta occorre procedere alla analisi della sicurezza a fatica. Tale valutazione inizia con la individuazione dei cicli di tensione contenuti all'interno della storia temporale delle tensioni stesse, applicando appropriate tecniche di analisi e di conteggio. Prosegue quindi con la determinazione della distribuzione statistica dei cicli di tensione applicati al materiale avvalendosi anche di note rappresentazioni, quali, ad esempio il collettivo delle tensioni, che rappresenta la curva cumulativa delle ampiezze dei cicli.

Occorre quindi disporre dei diagrammi che rappresentano la resistenza a fatica del materiale (curve di Wöhler), al fine di poter calcolare il danneggiamento per fatica per il tramite di un appropriato criterio di accumulazione del danno (per esempio il criterio di Palmgren e Miner).

		Velocità di vibrazione in mm/s *			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento dell'ultimo piano
Categoria	Tipi di strutture	Campi di frequenza (Hz)			Frequenze diverse
		< 10	10 - 50	50 - 100 **	
1	Edifici utilizzati per scopi commerciali, edifici industriali e simili	20	20 - 40	40 - 50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5 - 15	15 - 20	15
3	Strutture particolarmente sensibili alle vibrazioni, non rientranti nelle categorie precedenti e di grande valore intrinseco	3	3 - 8	8 - 10	8
* Si intende la massima delle tre componenti della velocità nel punto di misura					
** Per frequenze maggiori di 100 Hz possono applicarsi i valori riportati in questa colonna					

TABELLA IV - Velocità di vibrazione ammissibili (da [9] e [12]).

## 5. CAMPAGNA DI RILEVAMENTI SU EDIFICI DI CEMENTO ARMATO

### 5.1 Programma generale delle indagini

Allo scopo di acquisire informazioni quantitative sul livello delle vibrazioni cui sono esposti gli edifici ad ossatura portante di cemento armato, è stato predisposto un programma di indagini sistematiche basato sulla acquisizione della storia delle accelerazioni di edifici di tipologia ricorrente.

Come ambiente è stata considerata la città di Roma.

Sono stati selezionati tre livelli di esposizione alle vibrazioni:

- zone attraversate dalle linee della metropolitana,
- zone in prossimità di vie di grande traffico, sia di veicoli privati, che di autobus
- zone residenziali a bassa densità di traffico.

Come tipologie di edifici, ne sono state considerate due nel contesto urbano di Roma:

- palazzine per abitazioni o uffici, aventi numero di piani compreso tra 5 e 7,
- palazzine per abitazioni o uffici, aventi numero di piani compreso tra 8 e 10.

Per ciascuna condizione di esposizione e per ciascuna tipologia strutturale è previsto il monitoraggio delle vibrazioni di cinque edifici.

In totale quindi il numero degli edifici selezionati per le osservazioni sperimentali è pari a  $3 \times 2 \times 5 = 30$ .

### 5.2 Dettagli tecnici sulle modalità di acquisizione

Per la acquisizione delle vibrazioni sono impiegate le seguenti attrezzature:

- n° 6 accelerometri piezoelettrici PCB mod. 393C
- convertitore analogico-digitale Advantech mod. DacPad 71B
- elaboratore elettronico portatile

Come velocità di campionamento sono stati prefissati i valori 200 Hz e 1000 Hz, con la avvertenza che viene adottato come primo valore quello di 200 Hz ed il valore più elevato viene impiegato solo ove si senza necessario un'analisi che si spinga su frequenze più elevate. Difatti con una frequenza di campionamento di 200 Hz è possibile cogliere con buona approssimazione frequenze fino a circa 50 Hz, mentre con 1000 Hz si può giungere fino a circa 250 Hz.

La necessità di prevedere frequenze così elevate nasce dal fatto che, nel caso di vibrazioni di piccola ampiezza, si riscontra la collaborazione dei componenti portati (tramezzi, tamponature, pavimenti, ecc.), che rendono le strutture molto rigide.

### 5.2 Primi risultati delle osservazioni in situ

Nelle successive figure 4, 5, 6 e 7 sono riportati alcuni esempi di risultati di misure di accelerazione eseguite nell'ambito del programma generale di indagini sulle vibrazioni.

Le figure 4 e 5 riportano la storia temporale delle accelerazioni verticali misurate al quarto piano di un edificio di cemento armato situato in prossimità di una strada di grande traffico (fig. 4) e di un analogo edificio situato invece in una zona residenziale (fig. 5).

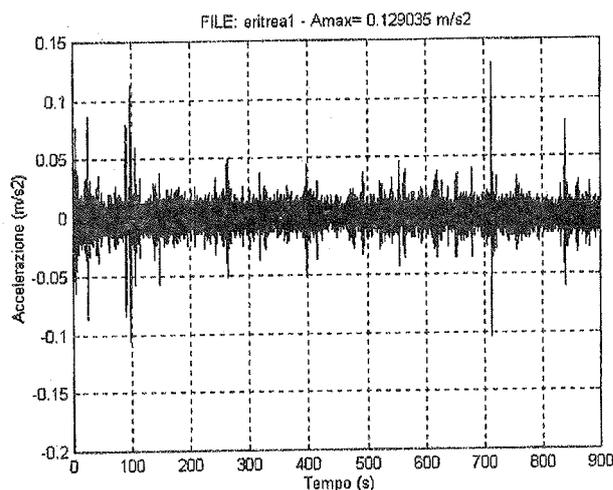


FIG. 4 - Componente verticale della accelerazione in un edificio ad ossatura portante di c.a. situato su una strada di grande traffico.

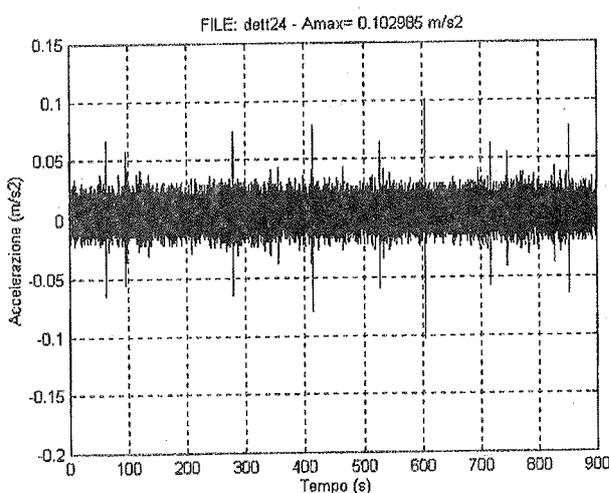


FIG. 5 - Componente verticale della accelerazione in un edificio ad ossatura portante di c.a. situato in una zona residenziale.

Come so può vedere la accelerazione massima misurata nel caso dell'edificio situato nell'ambiente più rumoroso (fig 4) e più intensa di circa il 25 % di quella misurata nell'edificio situato nella zona residenziale (fig. 5).

Le figure 6 e 7 riportano i risultati dell'analisi spettrale delle due storie di accelerazione, espressi sotto forma di densità di potenza spettrale.

Le analisi spettrali mostrano con chiarezza la presenza di picchi nella risposta, che corrispondono a frequenze proprie di vibrazione dei due edifici. I valori inusualmente elevati di tali frequenze confermano la collaborazione dei componenti portati, che viene normalmente trascurata nei calcoli di progetto delle strutture.

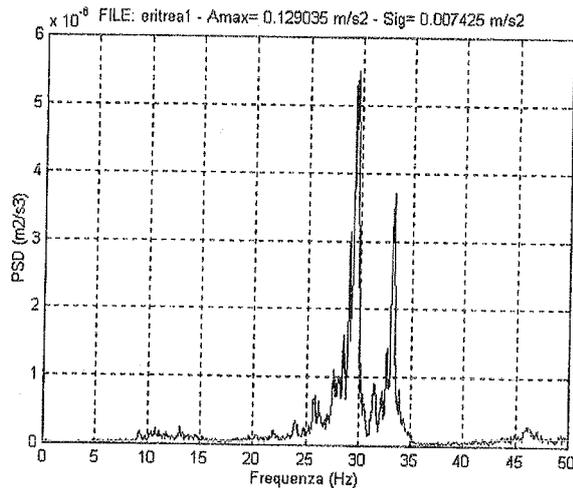


FIG. 6 - Spettro di potenza della accelerazione verticale riportata in fig. 4.

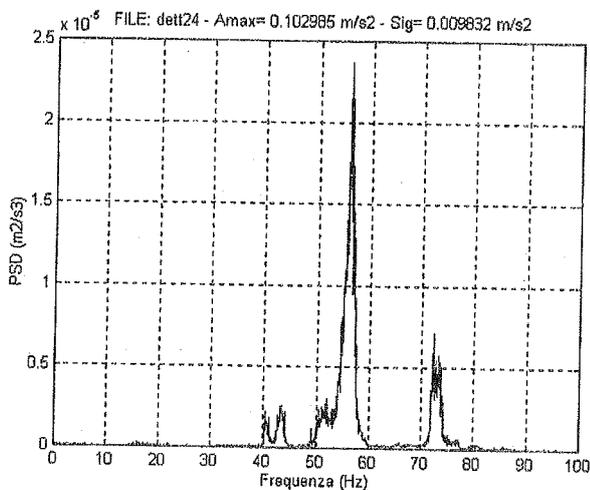


FIG. 7 - Spettro di potenza della accelerazione verticale riportata in fig. 5.

## 6. PROVVEDIMENTI PER LA MITIGAZIONE DELLE VIBRAZIONI

### 6.1 Interventi sulle sorgenti delle vibrazioni

Le misure correttive più efficaci ed anche più economiche, in un quadro complessivo di allocazione delle risorse, sono certamente quelle eseguite direttamente alla sorgente delle vibrazioni, quando, naturalmente ciò sia possibile.

Nel caso in cui le vibrazioni siano generate da una ferrovia metropolitana, la riduzione delle vibrazioni può essere ottenuta utilizzando vagoni dotati di ruote gommate, oppure prevedendo l'uso di rotaie ad alta resistenza in modo da evitare le rugosità che si sviluppano per effetto del traffico sulla superficie delle rotaie tradizionali ad immediato contatto con il materiale rotabile.

La introduzione di elementi isolanti tra rotaia e traversine appare invece poco efficace. La riduzione del rumore risulta compresa tra 2 e 5 dB acustici, certamente troppo modesta per rendere l'intervento economicamente interessante. Per di più la conseguente maggiore flessione delle rotaie può comportare fenomeni di danneggiamento per fatica delle stesse.

Più efficace è la introduzione, al di sotto del ballast, di strati di materiale elastico, dello spessore di pochi cm, che sono in grado di ridurre il livello del rumore anche di 20 dB, prevedendo eventualmente, se possibile, un incremento dello spessore del ballast fino a valori anche di 60 cm.

Certamente la soluzione migliore dal punto di vista tecnico, ma anche la più costosa, è quella di realizzare un sistema di armamento "galleggiante" dimensionato come un vero e proprio isolatore di vibrazioni opportunamente accordato.

Più problematico è il caso delle riduzione delle vibrazioni causate dagli autoveicoli, in particolare dagli autobus. Il principale tipo di intervento consiste nella manutenzione del manto stradale, al fine di evitare la formazione di buche o discontinuità nella pavimentazione.

Nel caso in cui le vibrazioni siano prodotte dall'esercizio di macchine, siano esse all'esterno o all'interno dell'edificio, è possibile prevedere l'adozione di sistemi di isolamento del tipo di quelli appena descritti.

### 6.2 Schermatura delle fondazioni

Limitatamente al caso di sorgenti poste all'esterno degli edifici e qualora l'intervento diretto sulle sorgenti stesse non risulti possibile, si possono inserire tra la struttura da proteggere e la sorgente delle vibrazioni elementi in grado di ostacolare la propagazione delle

vibrazioni attraverso il terreno.

Tale soluzione consiste nella realizzazioni di schermi verticali di cemento armato infissi nel terreno, oppure nella creazione di trincee cave o riempite di inerti. Scopo di entrambe le disposizioni è quello di riflettere le onde meccaniche che si propagano attraverso il terreno.

Con riferimento al caso di schermi di cemento armato, la percentuale di energia riflessa dallo schermo,  $R$ , dipende dalle impedenze acustiche  $Z = \rho V$  dei due materiali a contatto - calcestruzzo e terreno -, secondo la relazione:

$$R = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (12)$$

avendo indicato con  $\rho$  la densità di ciascun materiale e con  $V$  la velocità di propagazione delle onde elastiche.

Fissando l'attenzione sulle onde longitudinali di compressione, la impedenza acustica del calcestruzzo vale mediamente  $8.5 \times 10^6$  Kgm/s, mentre quella del terreno può essere molto variabile in funzione della qualità del materiale. Nel caso di terreni granulari essa può assumere il valore orientativo di  $1.0 \times 10^6$  Kgm/s.

Tenendo conto di questi valori, il coefficiente di riflessione  $R$  nel caso in esame è pari a 0.78 e tende ad essere sempre più alto quanto più il terreno è deformabile. Esprimendo l'attenuazione in dB si ottiene il valore di circa 13 dB, valore certamente non troppo elevato.

La costruzione di schermi di cemento armato appare quindi un provvedimento conveniente soltanto in situazioni geotecniche caratterizzate da terreni piuttosto scadenti. Molto più efficienti sono le trincee, cave o riempite di materiale incoerente, poiché in tal caso la presenza di vuoti moltiplica le interfacce in corrispondenza delle quali possono verificarsi riflessioni delle onde incidenti. In particolare è la presenza di vuoti che contribuisce alla efficienza di questa soluzione progettuale. Basti ricordare che all'interfaccia tra calcestruzzo ed aria il coefficiente  $R$  può raggiungere il valore di 0.99991, che corrisponde ad una attenuazione delle vibrazioni addirittura pari a 100 dB.

### 6.3 Interventi nell'ambito dell'edificio da proteggere

Nel caso in cui gli unici interventi possibili siano quelli nell'ambito dell'edificio, interessanti possibilità sono offerte dalla tecnica dell'isolamento alla base degli strutture, che è in grado di ridurre decisamente il livello delle vibrazioni.

Occorre però sottolineare il fatto che le vibrazioni più indesiderabili sono normalmente quelle associate a spostamenti in direzione verticale e pertanto i dispositivi di isolamento devono risultare poco rigidi in tale direzione, affinché possano esercitare al meglio la

propria funzione. Tale esigenza contrasta con i requisiti degli isolatori antisismici, che, viceversa sono progettati per essere estremamente rigidi in direzione verticale.

Nel caso in cui la protezione dalle vibrazioni debba essere eseguita in sede di progetto su una struttura nuova, è possibile progettare in modo appropriato le dimensioni delle membrature al fine di aumentare l'impedenza della struttura stessa nei confronti di vibrazioni caratterizzate da una distribuzione spettrale nota. Gli interventi possibili consistono nel variare in modo appropriato la rigidità delle sezioni, nel modificare la luce di travi, nell'introdurre pareti di cemento armato, ecc.

Qualora poi i requisiti di tollerabilità siano particolarmente stringenti e quindi si richieda un abbattimento molto consistente delle vibrazioni, come può essere nel caso di impianti industriali per lavorazioni di alta precisione (ad esempio produzione di microcircuiti elettronici), di laboratori dotati di bilance molto sensibili o di microscopi elettronici, camere operatorie di ospedali od altro, si può ricorrere all'uso di pavimenti "galleggianti" progettati con i criteri consueti dell'isolamento dalle vibrazioni. In questi casi al di sopra del solaio originario si realizza un secondo solaio isolato meccanicamente dal precedente.

In condizioni estreme si può anche ricorrere alla più moderna tecnica del controllo attivo, che è in grado di ridurre le vibrazioni al di sotto di una qualsiasi soglia desiderata, addirittura annullandole, se è il caso.

Ciò può essere fatto installando un sistema automatico che eroga, mediante attuatori preferibilmente di tipo elettromeccanico, forze appropriate, calcolate in tempo reale da un elaboratore elettronico dedicato, che opera in controreazione "osservando" lo spostamento del piano interessato.

## 7. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nelle aree metropolitane ad alta densità abitativa le persone, così come le costruzioni, sono esposte all'influenza negativa delle vibrazioni originate, nella maggior parte dei casi, dalle attività produttive ed in particolare dal traffico dei veicoli. L'effetto di tali vibrazioni è quello di ridurre il comfort della popolazione, di impedire il soddisfacimento dei requisiti di efficienza funzionale delle costruzioni e talvolta di compromettere la durabilità stessa delle strutture.

Nel caso in cui i livelli di tollerabilità delle vibrazioni cui è esposta una struttura vengano superati si richiede l'intervento consapevole del progettista strutturale. Naturalmente i livelli predetti si riferiscono ad una ben precisa esigenza di carattere funzionale, che può essere diversa da un edificio all'altro in considerazione della destinazione d'uso specifica.

La metodologia di intervento, sia che si tratti di un'opera esistente, che di una di nuova costruzione, parte dalla conoscenza del fenomeno vibratorio indesiderato, prosegue con lo studio della propagazione delle vibrazioni attraverso il terreno e con l'analisi della risposta strutturale, si conclude con il confronto dell'ampiezza massima determinata con quella tollerabile o con la valutazione del danneggiamento meccanico, qualora il valore massimo della vibrazione non sia il parametro più importante.

D'altra parte la metodologia sopra esposta esige che la progettazione strutturale si arricchisca dei metodi di indagine sperimentali idonei alla acquisizione delle vibrazioni in condizioni di servizio, tecniche applicate da tempo nel settore delle costruzioni meccaniche, ma ancora poco utilizzate nel settore della ingegneria civile.

Emerge pertanto l'esigenza di mettere in contatto gli ingegneri civili con queste problematiche, prevedendone anche la opportuna valorizzazione negli Insegnamenti Ufficiali delle Facoltà di Ingegneria.

Il completamento delle appropriate indagini analitiche pone il progettista nelle condizioni di prendere decisioni ben motivate circa gli eventuali interventi di protezioni dalle vibrazioni o di mitigazione delle stesse.

Relativamente ai livelli di tollerabilità delle vibrazioni e del rumore occorre sottolineare che le Normative Internazionali sulle costruzioni di calcestruzzo strutturale forniscono indicazioni assai carenti.

Viceversa sono disponibili numerose altre indicazioni, emesse da una varietà di organizzazioni, le quali presentano però la caratteristica di essere non di rado in contraddizione fra di loro, fornendo valori di riferimento che possano variare anche di un ordine di grandezza passando dall'una all'altra.

Le campagne di indagini in situ di cui è stato presentato il programma generale, è proprio rivolta al perfezionamento delle conoscenze sui livelli di vibrazioni cui sono esposti gli edifici di cemento armato allo scopo di fornire un contributo al perfezionamento ed alla armonizzazione delle normative.

## RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata svolta con il contributo finanziario dell'Università di Perugia (Fondi di Ateneo).

## BIBLIOGRAFIA

- [1] C.E.B., *Vibration problems in structures*, Bull. d'Information n. 209, August 1991.
- [2] RADOGNA E.F., MATERAZZI A.L., *Problemi di sicurezza alla fatica di strutture snelle di acciaio soggette all'azione del vento*, 1.mo Convegno Nazionale di Ingegneria del vento, Firenze, 1990.
- [3] FRANCO L., MATERAZZI A.L., NOLI A.; RADOGNA E.F., *Safety and durability of R.C. marine structures subjected to impact and dynamic loads*, Atti del 3. Congresso AIOM, Genova, 7-8-9 luglio 1992.
- [4] MACCHI G., RADOGNA E.F., MAGENES G., MATERAZZI A.L., *Analisi probabilistica della sicurezza a fatica dei ponti*, Giornale del Genio Civile, n. 4-5-6, 1989.
- [5] MACCHI G., RADOGNA E.F., MAGENES G., MATERAZZI A.L., *La determinazione sperimentale del collettivo delle tensioni: considerazioni generali ed esempio di applicazione al caso di un ponte autostradale*, Giornale del Genio Civile, n. 10-11-12, 1989.
- [6] MATERAZZI A.L., RADOGNA E.F., *Requisiti di durabilità e tollerabilità nella progettazione strutturale di opere in sotterraneo per gallerie metropolitane*, Atti delle Giornate AICAP '95, Pescara, 8-10 giugno 1995.
- [7] GRAFF K. F., *Wave motion in elastic solids*, Ohio State University Press, Tokyo, 1975.
- [8] DOEBELIN E. O., *Measurement systems: application and design*, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, 1976.
- [9] UNI 9916, *Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici*, novembre 1991.
- [10] Eurocode No. 2, *Design of concrete structures*, 1991.
- [11] C.E.B.-F.I.P., *Model code 1990*, Bull. d'Information n. 203, 204, 205, July 1991.
- [12] DIN 4150/3, *Erschütterungen im Bauwesen - Einwirkungen auf bauliche Anlagen*, Norm DIN 4150 Teil 3, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1986.
- [13] BONDE G., RUNDQUIST G, et al., *Criteria for acceptable traffic-induced vibrations*, Institute of Technology, Uppsala University, UPTEC 81 42 R, TRAVI-K, 1981.

## SOLAI PREFABBRICATI PER EDIFICI ANTISISMICI

**Marco MENEGOTTO e Giorgio MONTI**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Università La Sapienza  
ROMA

### SOMMARIO

A seguito di una ricerca che ha messo a punto un sistema di collegamento di solai prefabbricati per zone sismiche, è stato proposto un elemento finito che modella le unioni laterali a riempimento di malta, non armate e con profili ondulati, tra lastre di solaio prefabbricate. L'EF permette, una volta assemblato con elementi "plate" tradizionali, di riprodurre il comportamento a diaframma di solai composti di elementi prefabbricati e soggetti ad azioni cicliche nel proprio piano. La particolare unione mobilita un meccanismo "shear-friction" fondato su un effetto coattivo, generato dal mutuo scorrimento delle superfici ondulate di lastra e malta. L'EF è stato elaborato mediante un metodo "penalty", imponendo un vincolo di congruenza interna che obbliga i due nodi dell'elemento a muoversi, ove sono a contatto, lungo un profilo sinusoidale come quello reale. L'EF riproduce il comportamento dell'unione, in grado anche di fornire reazioni di scorrimento anche nel caso di attrito nullo tra i materiali, purché sia assicurato un confinamento d'insieme dalle travi di bordo. Si mostra un esempio in cui l'EF è inserito nel modello di un intero impalcato.

### SUMMARY

#### PRECAST FLOORS FOR SEISMIC BUILDINGS

After a research project that led to a structural connection system for precast floor slabs for seismic areas, a finite element was proposed, that models unreinforced mortar joint between precast slab elements with a waved profile. The FE allows, when assembled with conventional plate Fes, to model the diaphragm behavior of precast floors under in-plane cyclic actions. The joint mobilizes a shear-friction mechanism based on wedge action, given by the undulated surfaces of slab and mortar sliding over each other. The FE is developed with the "penalty method", by imposing an internal compatibility constraint that forces both element nodes to move on a sinusoidal profile as the actual one, where in contact. The FE models the actual behavior of the joint, able to resist in-plane actions even in absence of friction between the materials, provided transverse confinement is ensured by the tie-beams. An example, where the FE is incorporated into a full precast deck model, is shown.

### 1. INTRODUZIONE

Gli edifici per abitazioni, per uffici o per uso commerciale richiedono sempre maggiore flessibilità nella distribuzione degli spazi e quindi, tendenzialmente, strutture con il minor numero possibile di pilastri interni.

In zone sismiche, tale requisito conduce a strutture con grandi luci libere, in cui la resistenza orizzontale è affidata essenzialmente a poche pareti di taglio, situate ai bordi dell'edificio o delle scale.

Ciò comporta un impegno considerevole degli orizzontamenti nella funzione di diaframmi di ripartizione delle azioni orizzontali, che nelle strutture tradizionali è invece modesto, data la distribuzione diffusa in pianta sia di azioni sia di rigidzze.

Un'altra esigenza, in zone sismiche, è quella di contenere i pesi gravanti sull'opera, primi fra tutti quelli degli elementi strutturali, di cui i solai, soprattutto se di grande luce, formano una parte cospicua.

Ne consegue l'interesse ad accertare la capacità di funzionamento a diaframma di solai prefabbricati senza l'aggiunta di una soletta di completamento strutturale eseguita in opera, che comporta un notevole aggravio di peso (oltreché di spessore, che talvolta ha importanza) senza un corrispondente beneficio di portanza.

In tale quadro, è stata sviluppata una ricerca pluriennale, con la partecipazione di questo Dipartimento, su solai prefabbricati alveolari estrusi precompressi, per i quali è stata messa a punto un'unione laterale tra elemento ed elemento, capace di un'adeguate prestazioni sotto azioni sismiche di diaframma.

Dato il particolare procedimento produttivo, tali elementi di solaio non hanno armature sporgenti. Il collegamento con le travi di bordo è realizzato con armature inserite negli alveoli con getti integrativi, contenuti nello spessore.

L'unione laterale tra elementi è solidarizzata con riempimento di malta cementizia; in tal modo, le armature trasversali di collegamento a diaframma sono concentrate nelle travi ed essa funziona come un'unione organizzata con armatura concentrata agli estremi.

Per questa sua particolarità, l'unione da destinarsi ad applicazioni in zona sismica senza soletta in opera ha richiesto un progetto assistito da sperimentazione e lo studio approfondito del suo comportamento. Essa è stata dotata, invece che di chiavi di taglio profonde, di una "chiave continua" con ondulazione di piccola ampiezza. Il suo comportamento sperimentale al vero si è in definitiva confermato molto buono [1].

Il modello analitico, che è stato elaborato ad hoc [2], [3], ne rappresenta bene l'unilateralità del contatto ed il comportamento discontinuo che nasce quando l'unione progressivamente si apre. Esso è stato implementato come elemento finito (EF) in un programma di analisi di lastre con stati di sollecitazione piani e rende possibile ora la sperimentazione numerica di impalcati di forme e sollecitazioni qualsiasi [4], [5], [6].

Le varie fasi della ricerca ed i risultati via via ottenuti sono stati pubblicati nel corso del suo svolgimento. Con la presente memoria, si intende illustrarne la sintesi dei risultati, lo stato attuale e le prospettive applicative.

## 2. LA RICERCA SPERIMENTALE

La ricerca ha avuto lo scopo di mettere a punto e provare solai, composti di elementi alveolari estrusi e privi di soletta integrativa in opera, per il funzionamento a diaframma in condizioni sismiche. L'obiettivo si è incentrato sull'elaborazione della speciale unione longitudinale, sagomata come una chiave di taglio continua a profilo ondulato e progettata per fornire

un'adeguata resistenza allo scorrimento longitudinale, in specie sotto intense azioni alternate.

In una prima fase, è stato studiato il profilo ottimale per forma e dimensioni, tenendo conto del sistema produttivo degli elementi prefabbricati per estrusione e dei requisiti funzionali dei diaframmi di ripartizione sismici. Nel corso di essa sono state condotte numerose prove comparative, su campioni in scala reale di piccola lunghezza, dotati di vari tipi di profilo. Si è giunti alla forma ondulata in Figura 1, con lunghezza d'onda di 100 mm ed ampiezza di 5 mm.

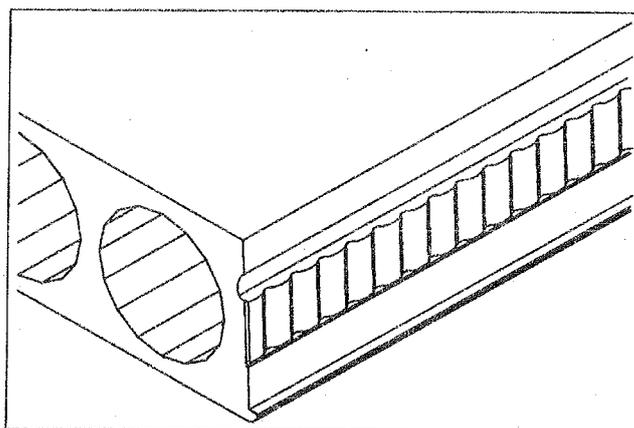


Fig. 1 - Bordo laterale di lastra alveolare estrusa con profilo ondulato per unione organizzata a chiave di taglio continua

Una volta fissato il profilo, sono stati prodotti degli elementi di solaio sperimentali, con i bordi laterali sagomati secondo la sua forma, cioè predisposti per l'unione organizzata su tutta la lunghezza.

Con questi, sono stati realizzati impalcati interi, così dotati delle unioni prescelte. Sono stati quindi dimensionati e dettagliati dei sistemi di collegamento alle travi, nell'ambito di soluzioni tradizionali consolidate, con barre d'armatura di collegamento, mediante getti integrativi negli alveoli.

Infine, sono state eseguite prove su interi impalcati, soggetti ad azioni simulanti gli effetti sismici su diaframmi di piano di grande luce, con l'applicazione di azioni "quasi statiche" alternate. La Figura 2 mostra l'apparato di prova per queste ultime. Gli impalcati di prova sono sospesi a tiranti sottili, per evitare reazioni parassite sugli appoggi, che avrebbero inquinato le forze realmente passanti attraverso le unioni, nonché le misure strumentali delle reazioni.

Le conclusioni di tutta la fase sperimentale della ricerca sono riportate in [1]. I risultati più significativi possono riassumersi come segue.

Per piccoli scorrimenti relativi (<2mm), monotoni o ciclici, si può fare affidamento, in unioni sinusoidali già

fessurate, su una resistenza intorno ai  $0.5 \text{ N/mm}^2$  mentre, per spostamenti relativi maggiori, la resistenza stessa aumenta, con un comportamento di tipo "incredente", del tutto favorevole allo scopo. Le unioni stesse mostrano un'elevata rigidità in condizioni di esercizio, talché gli impalcati possono considerarsi "rigidi". I cicli Forza / Scorrimento mostrano anche una certa isteresi, come si può osservare nei diagrammi di Figura 4; il che, pur se la dissipazione di energia viene richiesta normalmente ad altre parti strutturali, è comunque una proprietà positiva.

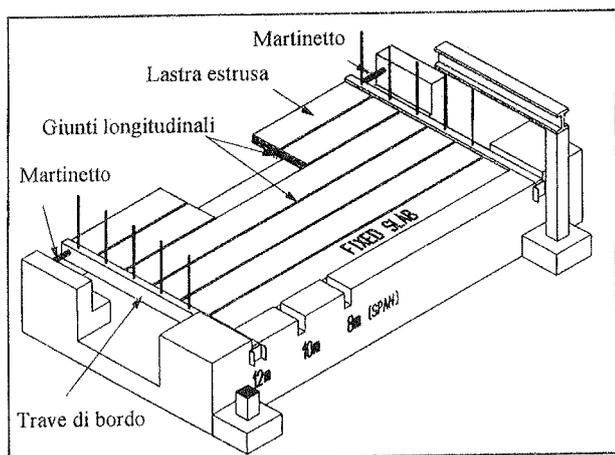


Fig. 2 - Apparato di prova per impalcati al vero da sottoporre ad azioni orizzontali alternate.

Viceversa, nelle unioni semplici (lisce) o con indentature tradizionali (a spigoli), la corrispondente resistenza è di circa la metà ma - ciò che è soprattutto importante al confronto - scende vicino a zero e non recupera, dopo alcuni cicli di scorrimenti alternati. Le unioni semplici non sono quindi adeguate a trasmettere sforzi di diaframma in condizioni sismiche.

### 3. LA LEGGE COSTITUTIVA DELL'UNIONE SINUSOIDALE

L'unione è attraversata da armature non lungo il suo sviluppo ma soltanto, oltre le estremità, nelle travi. Al fine di ricavarne una legge costitutiva, si considera vinta l'adesione della malta ad una delle due facce degli elementi accostati, per un'eventuale causa pregressa come il ritiro, la flessione trasversale, o altra.

Scorrendo, l'unione produce un meccanismo basato su un duplice effetto: l'"effetto cuneo" del profilo, che mobilita la forza di trazione nelle travi e la conseguente compressione trasversale sull'unione, la quale provoca a sua volta sull'onda una componente che si oppone

all'avanzamento; e l'effetto di attrito fra i materiali, derivante dalla compressione stessa.

La legge costitutiva elaborata tiene conto di entrambi gli effetti, con l'unione in condizioni sia vergini, sia deteriorate in seguito a forte sfregamento.

#### 3.1 La congruenza tra profili integri

Il modello considera due profili sinusoidali di ampiezza  $A$  e lunghezza d'onda  $\lambda$  (Fig. 3, superiore) in movimento reciproco. Lo scorrimento relativo  $s$  e l'allontanamento trasversale  $w$  sono legati da un vincolo di congruenza  $w(s)$ , la cui legge è basata su due condizioni: a) quando si toccano, i due profili hanno un solo punto di contatto; b) il punto di contatto stesso ha, sui due profili contrapposti, la medesima tangente, talché [2]

$$w(s) = 2A \sin \frac{\pi}{\lambda} |s| \quad (1)$$

ove il valore assoluto di  $s$  e la conseguente positività di  $w$  indicano che i due profili trasversalmente possono solo allontanarsi, qualunque sia il verso dello scorrimento longitudinale.

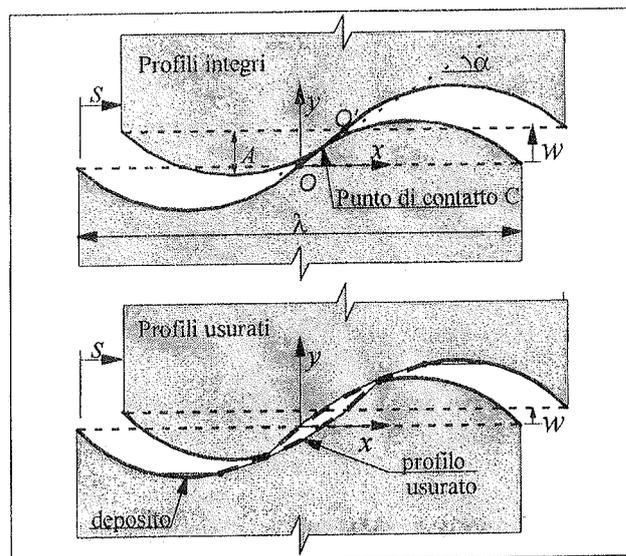


Fig. 3 - Modelli analitici della chiave di taglio sinusoidale. Superfici in mutuo scorrimento: profili integri (sopra), profili usurati (sotto).

La massima distanza fra i due profili, pari a  $2A$ , si ha per uno scorrimento  $s$  pari a mezza lunghezza d'onda, quando il punto di contatto coincide con i ventri delle sinusoidi: un aumento dello scorrimento riavvicina i profili. Peraltro, la lunghezza d'onda è stata scelta in modo che, nella pratica, tale situazione non viene raggiunta.

La tangente nel punto di contatto C è data da

$$\alpha_C = \tan^{-1}\left(2A \frac{\pi}{\lambda} \cos \frac{\pi}{\lambda} |s| \cdot \text{sgn } s\right) \quad (2)$$

ove *sgn* denota la funzione segno. Si osservi che l'inizio dello scorrimento avviene con un angolo  $\alpha_0 = 2\pi A/\lambda$ , pari alla tangente all'origine O della sinusoidale.

### 3.2 La congruenza tra profili deteriorati

In caso di profili integri, come nel modello di cui sopra, il punto di contatto è unico e si muove sulle parti convesse delle sinusoidi. I profili reali sono però soggetti a sfregamento, che può modificarne la forma in modo complesso, così che i punti di contatto non sono più unici e si muovono non regolarmente. Data la complessità di una modellazione puntuale di un tale fenomeno, si è assunta per rappresentarlo un'alterazione continua convenzionale (Fig. 3 inferiore).

La parte scavata del profilo è rappresentata da una parabola, con inizio nel punto di massimo scorrimento raggiunto  $s_{max}$ , per cui l'equazione di congruenza diviene

$$w(s) = c_1 \cdot |s| + c_2 \cdot s^2 \quad (3)$$

ove i coefficienti  $c_1$  e  $c_2$  sono determinati come appresso

$$\begin{aligned} c_1 &= \frac{2\pi}{\lambda} A \cdot \cos \frac{\pi}{\lambda} s_{max} \\ c_2 &= \left(2A \cdot \sin \frac{\pi}{\lambda} |s_{max}| - s_{max} \cdot c_1\right) \frac{1}{s_{max}^2} \end{aligned} \quad (4)$$

In questo caso, l'angolo al punto di contatto è dato da

$$\alpha_C = \tan^{-1}(c_1 \cdot \text{sgn } s + 2c_2 \cdot s) \quad (5)$$

Due ulteriori fenomeni, che modificano la forma dei profili, possono essere presi in conto: il primo è l'ampliamento della parte scavata per il continuo sfregamento; il secondo è dato da un accumulo, nelle concavità delle sinusoidi, del materiale di risulta degli scavi, che tende ad impedire la perfetta richiusura dell'unione per scorrimento relativo che torni a zero.

Gli effetti di tali fenomeni sono stati presi in conto nel modello, in funzione della somma degli scorrimenti pregressi,  $s_{tot} = \sum |\Delta s|$  considerata come variabile storica per misurare il degrado dell'unione. Quando l'unione è aperta, tale variabile non viene aggiornata.

Per il primo di questi fenomeni, l'ampiezza  $A$  nella (4) viene variata, ad ogni inversione, secondo l'espressione  $A(s_{tot}) = \frac{1}{2} A(1 + \exp(-c_{varA} \cdot s_{tot}))$ .

Per il secondo, i ventri concavi delle sinusoidi vengono "spianati", onde la congruenza e l'angolo al contatto si esprimono:

$$w(s) = \Delta A_{dep} \quad \alpha_C = 0 \quad (6)$$

Lo spessore del materiale depositato viene valutato secondo l'espressione  $\Delta A_{dep} = A(1 - \exp(-c_{dep} \cdot s_{tot}))$ .

Nelle analisi numeriche eseguite si sono assunti i valori:  $c_{varA} = 0.007$  e  $c_{dep} = 0.0007$ .

### 3.3 Determinazione della forza di reazione interna allo scorrimento

I due profili sinusoidali, scorrendo sotto coazione trasversale, provocano nella direzione longitudinale una forza di reazione  $F_s$ , per l'effetto di due meccanismi:

- a) l'"effetto cuneo", dipendente dalla tangente istantanea  $\alpha_C$  al punto di contatto;
- b) l'attrito tra i profili, dipendente dal coefficiente  $\varphi$ .

Lo scorrimento avviene quando è raggiunta l'eguaglianza

$$F_s = -F_w \tan(\alpha_C + \varphi \cdot \text{sgn } \dot{s}) \quad (7)$$

Il valore della forza resistente dipende dalla posizione del punto di contatto C, sul profilo vergine (2) o su quello scavato (5) o su quello riempito (6).

Un esempio ricavato analiticamente, mediante l'impiego delle leggi costitutive descritte e confrontato con uno corrispondente sperimentale, è riportato in Figura 4.

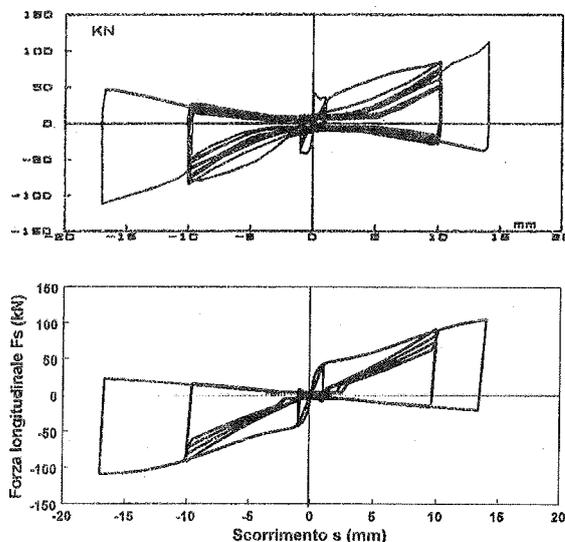


Fig. 4 - Esempi di prove a scorrimento su campioni di unione: sperimentale (sopra), numerica (sotto).

#### 4. L'ELEMENTO FINITO DELL'UNIONE SINUSOIDALE

Le equazioni di congruenza e di equilibrio sopra descritte costituiscono la base per l'elaborazione di un EF che rappresenti il comportamento dell'unione ondulata.

Nell'ottica di una modellazione di interi impalcati, la cui mesh contiene elementi "plate" per le lastre prefabbricate ed elementi "beam" per le travi, l'EF per l'unione ondulata è stato predisposto come un elemento a due nodi, che si connettono agli angoli degli elementi "plate" (Figura 5).

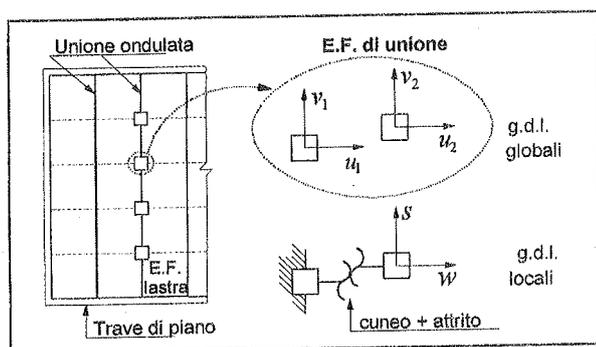


Fig. 5 - Elementi Finiti di unione longitudinali assemblati con Elementi Finiti elastici di lastre di solaio

L'EF è costituito da due nodi, i cui spostamenti sono condensati internamente in due gradi di libertà, cioè lo spostamento parallelo  $e$ , rispettivamente, ortogonale all'asse dell'unione, relativi a due elementi lastra di solaio adiacenti. I due g.d.l. sono governati dall'equazione di congruenza interna sopra riportata, che obbliga i due nodi a spostarsi rispettando i profili, vergini o degradati che siano.

Nel caso di interi impalcati, al fine di permettere l'apertura (distacco delle facce) delle unioni, le equazioni relative ai profili vergini (1), scavati (3) e riempiti (6), divengono rispettivamente:

$$w \geq 2A \operatorname{sen} \frac{\pi}{\lambda} |s| \quad w \geq c_1 \cdot |s| + c_2 \cdot s^2 \quad w \geq \Delta A_{dep} \quad (8)$$

Per poter aderire a tali vincoli interni, l'EF è stato formulato ([4], [5], [6]) secondo il metodo "penalty", che permette di scrivere un principio variazionale vincolato, cioè un funzionale contenente l'equazione di vincolo. Esso consiste nell'inserire una rigidità fittizia  $k$  nell'equazione che definisce la compatibilità fra due corpi rigidi.

Il contributo dell'attrito, non compreso nella formulazione (8), viene incluso più avanti, una volta identificate le espressioni dei residui.

Al fine di comprendere le tre situazioni considerate, rispettivamente di profili integri, scavati e riempiti, si definisce la seguente equazione di congruenza, con le associate tangenti al contatto (i tre termini nel vettore si riferiscono ad ognuna di esse):

$$\operatorname{comp}(w, s) = w - \begin{cases} 2A \operatorname{sen} \frac{\pi}{\lambda} |s| \\ c_1 \cdot |s| + c_2 \cdot s^2 \\ \Delta A_{dep} \end{cases} \geq 0$$

$$\tan A_C(s) = \begin{cases} 2A \frac{\pi}{\lambda} \cos \frac{\pi}{\lambda} |s| \cdot \operatorname{sgn} s \\ c_1 \cdot \operatorname{sgn} s + 2c_2 \cdot s \\ 0 \end{cases} \quad (9)$$

dove risulta

$$\tan A_C(s) = - \frac{\partial \operatorname{comp}(w, s)}{\partial s} \quad (10)$$

È quindi possibile definire il funzionale associato

$$\Pi = \frac{1}{2} k \cdot [\operatorname{comp}(w, s)]_-^2 \quad (11)$$

ove  $[\cdot]_-$  indica che, a causa del vincolo unilaterale, solo la parte negativa dell'equazione di congruenza viene considerata e  $k$  è la costante di penalty.

La soluzione, ottenuta imponendo la stazionarietà del funzionale  $\Pi$ , soddisfa la congruenza in via approssimata, tanto migliore quanto maggiore il valore di  $k$ .

La variazione di  $\Pi$  rispetto a  $w$  ed  $s$ , dopo l'eliminazione di  $\delta w$  e  $\delta s$  con le argomentazioni standard di arbitrarietà delle variazioni virtuali, fornisce:

$$F_w = k [\operatorname{comp}(w, s)]_- \frac{\partial [\operatorname{comp}(w, s)]_-}{\partial w} = k [\operatorname{comp}(w, s)]_-$$

$$F_s = k [\operatorname{comp}(w, s)]_- \frac{\partial [\operatorname{comp}(w, s)]_-}{\partial s} = -k [\operatorname{comp}(w, s)]_- \tan A_C(s) \quad (12)$$

La prima equazione rappresenta la forza da applicare all'elemento per ottenere uno spostamento secondo  $w$  mentre la seconda per ottenerne uno secondo  $s$ .

Tali forze sono quelle che impediscono la penetrazione dei profili, soddisfatte, tramite un opportuno valore di  $k$ , le condizioni di congruenza. Poiché si vede che la seconda equazione coincide con la (7), si può scrivere

$$F_s = -F_w \tan A_{C\phi}(s) = -k [\operatorname{comp}(w, s)]_- \tan A_{C\phi}(s) \quad (13)$$

dove la nuova definizione di  $A_{C\phi}(s) = A_C(s) + \phi \cdot \operatorname{sgn} s$  comprende anche l'angolo di attrito.

La matrice di rigidità tangente  $\mathbf{K}$  si ottiene linearizzando la prima delle (12) e la (13):

$$K = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_w}{\partial w} & \frac{\partial F_w}{\partial s} \\ \frac{\partial F_s}{\partial w} & \frac{\partial F_s}{\partial s} \end{bmatrix} =$$

$$= k \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial \text{comp}}{\partial w} & \frac{\partial \text{comp}}{\partial s} \\ \frac{\partial \text{comp}}{\partial w} \tan A_{C\phi} & \frac{\partial \text{comp}}{\partial s} \tan A_{C\phi} - \text{comp} \frac{\partial \tan A_{C\phi}}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$= k \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\tan A_C \\ -\tan A_{C\phi} & \tan A_C \cdot \tan A_{C\phi} - \text{comp} \frac{\partial \tan A_{C\phi}}{\partial s} \end{bmatrix}$$

dove si è considerato, oltre alla (10), che

$$\frac{\partial \text{comp}(w,s)}{\partial w} = 1 \quad \frac{\partial \tan A_{C\phi}(s)}{\partial w} = 0 \quad (15)$$

La matrice di rigidezza per le tre situazioni si ottiene sostituendo nella (14) le corrispondenti espressioni scelte tra le (9), nonché

$$\frac{\partial \tan A_{C\phi}(s)}{\partial s} = (1 + \tan^2 A_{C\phi}) \cdot \frac{\partial A_{C\phi}}{\partial s} \quad (16)$$

in cui

$$\frac{\partial A_{C\phi}}{\partial s} = \frac{\partial A_C}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \tan^{-1}(\tan A_C) =$$

$$= \frac{1}{1 + \tan^2 A_C} \cdot \frac{\partial \tan A_C}{\partial s} \quad (17)$$

così che

$$\frac{\partial \tan A_{C\phi}(s)}{\partial s} = \frac{1 + \tan^2 A_{C\phi}}{1 + \tan^2 A_C} \cdot \frac{\partial \tan A_C}{\partial s} =$$

$$= \frac{1 + \tan^2 A_{C\phi}}{1 + \tan^2 A_C} \cdot \left\{ \begin{array}{c} -2A \frac{\pi^2}{\lambda^2} \text{sen} \frac{\pi}{\lambda} |s| \\ 2c_2 \\ 0 \end{array} \right\} \quad (18)$$

### 5. L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI IMPALCATI

Si mostrano alcuni risultati di analisi agli elementi finiti su interi impalcati soggetti a forze nel piano. Per il momento, tali analisi preliminari hanno avuto lo scopo di verificare l'affidabilità e l'accuratezza del modello elaborato per l'unione descritta.

Il modello di impalcato considerato è rettangolare, composto da 8 elementi lastra, rappresentanti i componenti prefabbricati, da 2 elementi trave, simulanti le travi portanti, e da 5 elementi unione (Figura 6), con forma complessiva e schema di carico analoghi a quelli sperimentati su impalcati in scala al vero, come in Figura 2: l'impalcato è vincolato esternamente con

incastro lungo un lato maggiore ed ha una forza F applicata lungo il lato opposto.

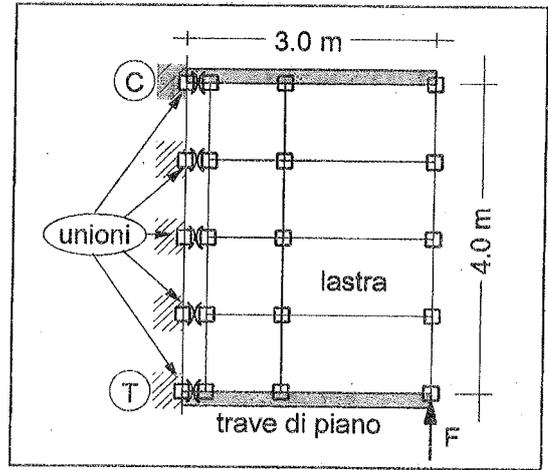


Fig. 6 - Esempio di solaio completo modellato agli EF.

È importante verificare il comportamento dell'unione nel caso sia inflessa, cioè parte in compressione e parte in trazione. Nella Figura 6, ad esempio, ciò accade per gli elementi indicati con C e T per un verso di applicazione della forza esterna F. Con l'invertirsi di questo anche C e T si scambiano.

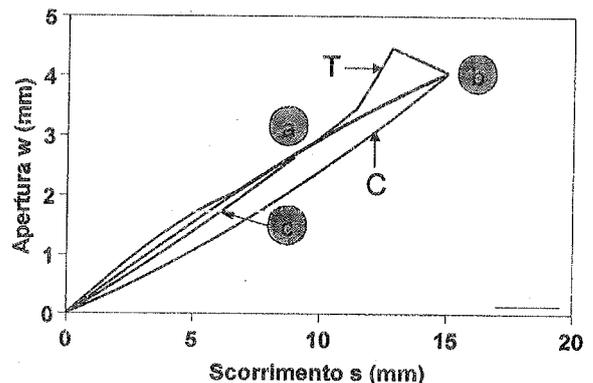
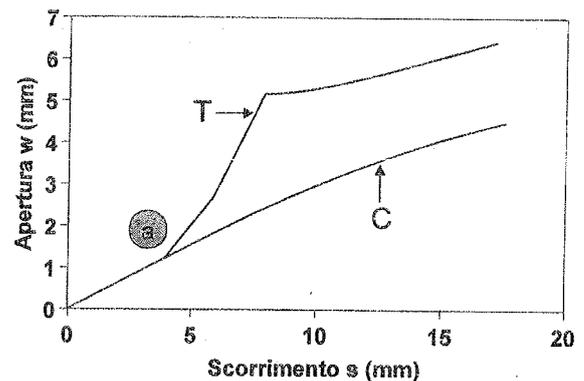


Fig. 7 - Prove numeriche: monotona e ciclica.

Questo effetto è stato colto nelle simulazioni numeriche. Infatti, in Figura 7 sono riportati dei diagrammi di apertura trasversale in funzione degli scorrimenti longitudinali, ottenuti in esempi numerici, rispettivamente per azioni monotone e cicliche. In pratica, i diagrammi rappresentano la relazione  $w(s)$  di compatibilità interna.

Nel caso monotono è possibile apprezzare l'unilateralità del vincolo offerto dall'unione, e la conseguente differenza di comportamento dell'unione T in trazione rispetto a quella C in compressione. In quest'ultima, la forza di compressione mantiene i due profili sempre a contatto, per cui la compatibilità è sempre soddisfatta, mentre nel primo caso l'unione in trazione si apre (punto a) e i due profili si allontanano.

Nel caso ciclico, di cui qui si mostra solamente il primo ciclo, è possibile verificare il meccanismo di richiusura dell'unione. È interessante notare che le due unioni, dopo l'inversione della forza, scrono verso lo zero procedendo su profili leggermente diversi, cioè l'unione T si ritrova a scorrere su un profilo (punto c) meno usurato rispetto all'unione C. Questo è dovuto al fatto che l'unione T, durante la fase di carico monotono, è rimasta con i due profili a contatto solamente per la parte iniziale, per cui l'usura sopportata dal profilo T risulta minore rispetto al profilo C. Dal punto di vista numerico questo fenomeno viene automaticamente incluso, poiché le variabili di danno  $s_{max}$  e  $s_{tot}$  non sono aggiornate in assenza di contatto.

## 6. CONCLUSIONI

La ricerca ha prodotto, in una prima fase, il progetto e l'esecuzione di un'unione innovativa per elementi di solaio prefabbricati, che consente un adeguato comportamento a diaframma del solaio stesso in presenza di azione sismica, senza che sia necessario dotarlo di una soletta integrativa in opera.

Tale unione, a riempimento di malta, funziona come una chiave di taglio ondulata continua, conformata con un profilo sinusoidale all'interfaccia tra due elementi prefabbricati affiancati, con armatura metallica passante solo alle estremità dell'elemento stesso.

Il comportamento è stato sperimentato in un'estesa campagna su campioni al vero, prima di semplici tratti di unione, a scorrimento puro; poi di interi impalcati, sollecitati a taglio e flessione nel piano orizzontale, con intensità paragonabili a quelle di diaframmi in condizione sismica. Tutte le azioni sono di tipo ciclico.

Dell'unione è stato elaborato poi un modello analitico, come elemento finito di interfaccia tra elementi tradizionali elastici di tipo lastra.

Esso tiene conto dello scorrimento delle facce dell'unione obbligato sulla superficie sinusoidale di contatto, in presenza della coazione trasversale delle

armature, con resistenza sia della componente longitudinale della normale alla superficie, sia dell'attrito fra i materiali, sia infine del possibile distacco delle superfici per deformazione flessionale d'insieme nel piano dell'impalcato.

L'elemento è in grado di comprendere azioni cicliche con scorrimento di segno alternato e può tener conto di un degrado progressivo della superficie di interfaccia, rappresentandone sia di l'abrasione in alcune parti sia il conseguente riporto del materiale abraso in altre parti.

Sono state condotte analisi numeriche, prima sul modello del semplice elemento di interfaccia, poi su quelli di impalcato interi in cui era stato implementato.

Nel primo caso, per controllare la corrispondenza della legge costitutiva adottata con i risultati delle sperimentazioni su campioni al vero. Nel secondo, per riprodurre le prove sperimentali su impalcato. In entrambi i casi si sono raggiunte, a seguito delle calibrazioni, ottime corrispondenze.

In futuro, con lo strumento analitico predisposto, si potranno eseguire sperimentazioni numeriche e verifiche di impalcato di varie forme e dimensioni.

La ricerca ha avuto pertanto risultati positivi e completi. Ha mostrato la fattibilità e la piena efficacia, sotto azioni sismiche intense, di solai prefabbricati senza soletta aggiuntiva in opera, con unioni laterali a riempimento di malta tra gli elementi adiacenti e con armatura trasversale concentrata agli estremi.

Il comportamento di tali unioni, che costituiscono l'innovazione determinante per i risultati ottenuti, dal lato pratico ha valide caratteristiche intrinseche. D'altro canto, la modellazione che è stata messa a punto è accurata ed affidabile.

## 7. RIFERIMENTI

- [1] Menegotto, M. 1994. Seismic diaphragm behavior of untopped hollow-core floors. Proc. FIP XIII Congress, Washington D.C., USA.
- [2] Menegotto M. & Monti G. 1995. Modellazione di unione ondulata per diaframmi di piano prefabbricati. *Atti VII Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia*, Siena.
- [3] Menegotto M. & Monti G. 1996. Diaphragm action of precast floors: behavior and modeling. *Proc. 11th WCEE Conference*, Acapulco, Messico.
- [4] Monti, G., Menegotto, M. & Auricchio, F. 1997. Modellazione a diaframma di impalcato prefabbricati con unioni dissipative. *Atti VIII Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia*, Taormina.
- [5] Menegotto, M., Monti, G., & Auricchio, F. 1998. Diaphragm modeling of precast floors with frictional joints. *Proc. XI ECEE*, Parigi, Francia.
- [6] Menegotto M. & Monti G. 1999. Modeling precast floors under cyclic in plane action. *Proc. 3rd Int. Conf. Analytical Models And New Concepts in Mechanics of Concrete Structures*, Wroclaw, Polonia.



## RESTAURARE LA SOLIDITA' DEL CEMENTO ARMATO

Michele PAGANO

Ingegnere civile  
Studio Michele Pagano  
NAPOLI

### SOMMARIO

*Il cemento armato è stato un'invenzione clamorosa. Purtroppo nei suoi quasi ormai cento anni di vita è avvenuto che le tecnologie non rispettino sempre una solidità uguale ad uno in tutta la massa. Pertanto occorre rifondare il cemento armato nelle sue procedure di progettazione, d'esecuzione e di controllo della qualità. Si espongono esempi espressivi di tale retromarcia e si fa appello al mondo dei tecnici affinché si formulino nuove regole di progettazione, costruzione e collaudo, tali che il cemento armato raggiunga effettivamente sempre e ovunque la qualità di essere un materiale strutturale a solidità uguale ad uno in tutti i suoi punti e in tutte le direzioni.*

### SUMMARY

*Reinforced concrete has been a clamorous invention. Anyway, after about one hundred years, often happens that the current technologies do not respect that solidity should be equal to 1 in all the mass. Therefore it is necessary to refund reinforced concrete procedures, as regards design, execution, quality control. Expressive examples are illustrated at the aim of showing this regress and every body is called to find new rules, at the aim of giving back to reinforced concrete the quality of a structural material having solidity equal to 1 in all its point and in all the directions.*

### 1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo non armato è un materiale classificabile come muratura con *solidità* (intesa come rapporto tra resistenza a trazione e resistenza a compressione) pari a circa 1/10, sede di microfessure contestuali al getto e alla maturazione, che sono poi innesco di un rapido degrado per effetti igrotermici alternati, combinati allo stress di trazione.

Il cemento armato è stato una invenzione clamorosa perché il connubio strutturale tra il calcestruzzo e l'acciaio, diffuso nella massa, è risultato essere un materiale strutturale con *solidità* potenziale pari a uno, presidiato rispetto al degrado.

Però, nei suoi quasi ormai cento anni di vita, è avvenuto che la teoria ha formulato per gli elementi strutturali - pilastri, travi, solette - modelli di

funzionamento che sono utilissimi per la loro verifica statica, ma hanno indotto i costruttori a non attuare tecnologie che rispettino una *solidità* unitaria in tutta la massa dell'elemento. Infatti, la teoria ha formulato ipotesi che nel tempo hanno avuto il risultato di far percorrere, all'inverso la strada che va dalla modellazione all'esecuzione tradendo così l'idea geniale di un nuovo materiale con *solidità* unitaria in tutta la sua massa. I risultati, riferiti all'esecuzione e alla progettazione, sono stati talora aberranti. L'esigenza di economizzare ha poi fatto il resto, principalmente nel campo della prefabbricazione dove l'aspetto economico è ovviamente esasperato.

Ormai, a distanza di 100 anni, occorre rifondare il cemento armato nelle sue procedure di progettazione, d'esecuzione e di controllo della qualità. Si espongono esempi significativi di tale retromarcia e si fa appello al

mondo dei tecnici affinché si formulino nuove regole di progettazione, costruzione e collaudo, tali che il cemento armato raggiunga effettivamente, sempre e ovunque la qualità di essere un materiale strutturale a solidità unitaria.

## 2. LA SVOLTA ALL'INIZIO SECOLO

L'edilizia in questo secolo ha fatto, sotto l'aspetto strutturale, un eccezionale salto in avanti, tecnologico e tipologico. Non v'è dubbio alcuno che il merito di tale progresso vada attribuito a molti fattori, ma certamente fondamentale è stato l'invenzione del *cemento armato*, inteso come *materiale strutturale*. Delle sue molteplici qualità si sottolineano

- l'aspetto *lapideo* esteriore;
- la *plasmabilità* morfologica nella fase iniziale del getto;
- la capacità di *resistenza a compressione*, maggiore, di almeno un ordine di grandezza, di quella delle murature del secolo scorso, con conci lapidei e con malte aeree;

- la possibilità di conferire al calcestruzzo una capacità di *resistenza a trazione* pluridirezionale, tale che la *solidità* possa anche superare il valore unitario.

La *plasmabilità* è stata essenziale per il suo inserimento, in corso di costruzione, nella muratura dell'edificio (cordoli e solai), con il risultato, di renderlo antisismico. La svolta non è stata ben recepita tant'è che continuano a chiamare questa nuova tipologia *edificio in muratura* come quelli di prima. Ma mentre l'edificio di tipo antico era la *somma di componenti isostatiche* quali le:

1. *pareti* dell'altezza dell'edificio, di muratura non resistente a trazione;
2. gli orizzontamenti formati da *volte ed archi* spingenti - (*prima classe*);
3. oppure formati da orditi di *travi di legno e, poi, di putrelle* (*seconda classe*), tutte isostatiche e asportabili, piano per piano, tanto da giudicarle
4. in comproprietà dei soli due appartamenti, superiore e inferiore (rispetto al solaio)

il nuovo edificio in muratura della *terza classe*, tenuto a battesimo dalla L.2105/37, con cordoli e impalcati in c.a. interconnessi a tutti i piani, sposati perfettamente ai conci murari è un *unicum* strutturale

- ad elevata *iperstaticità*;
- con pareti costituite da pannelli dell'altezza dell'interpiano, imbrigliati tra i due impalcati;
- con orizzontamenti iperstatici funzionanti
- come *impalcati*=lastre tensorisistenti e rigide in grado di chiamare in causa tutte le pareti verticali *forti* dell'edificio, per resistere alle forze orizzontali

agenti sull'edificio, e così:

- assorbire in blocco le azioni sismiche, quindi
- con solai-impalcati, di proprietà condominiale.

Ulteriore riprova che tale svolta sia stata ignorata è il fatto che, dopo 60 anni, gli articoli del cod. civile sulla condominialità dei solai siano ancora immutati.

Con i nuovi edifici in muratura della *terza classe* si è sconfitto il sisma; pertanto le ristrutturazioni degli edifici antichi si effettuano con interventi che conferiscano loro qualità equivalenti alla terza classe.

Nella prima metà di questo secolo il progresso è andato ben oltre: i cordoli si sono trasformati in *travi*, i maschi in *pilastri* e i muri, alleggeriti, da *portanti in portati*. Nasce la *quarta classe ad ossatura integralmente in c.a.*, che si afferma rispetto alla 3° perché aumenta la flessibilità della distribuzione architettonica interna, in modo prima inimmaginabile.

Concentriamo ora l'attenzione sul *materiale strutturale cemento armato*. Lungo una direttrice continua ad evolversi ma per scopi molto specializzati, quali, ad esempio, calcestruzzi confezionati in stabilimento per elementi prefabbricati, calcestruzzi ad altissima resistenza, calcestruzzi fibrosi e simili.

Lungo una seconda direttrice, quella di cemento armato ordinario ha invece una strana involuzione.

Conviene, a questo punto, richiamare il racconto che il cemento armato sia nato dall'osservazione di un prefabbricatore: di cassette per fiori in cls. che spesso si rompevano per un nonnulla, che la presenza di una rete diffusa di fili d'acciaio annullava il rischio, evidenziando il vero vantaggio del connubio cls+acciaiodiffuso: il grande aumento della *solidità*.

Utilizzato per le strutture, i tecnici ne studiarono il comportamento e ne ottimizzarono il costo. Libri e manuali illustrano questa fase iniziale. Come osserva il Rondelet nel suo trattato alla *pratica* (inventiva) seguì la *meditazione* ( $\equiv \theta\epsilon\omega\rho\iota\alpha$  in greco) che oggi chiamiamo *teoria statica del cemento armato*, approssimata.

In essa le figure delle sezioni rettangolari delle travi in c.a., riportano le armature Af e A'f con due sbarrette nere in grassetto centrifugate agli estremi. Formule semplici sono fornite per il progetto e la verifica della resistenza, in virtù della ipotesi di calcestruzzo non resistente a trazione (di sezione parzializzata) e ignorando per semplicità l'esigenza di un'armatura diffusa, che così però non è più messa in opera per le strutture formate prevalentemente da travi quali gli edifici. E ancor più grave è che non si dispongano armature diffuse neppure nelle strutture massicce. Per le strutture spaziali, quali le lastre curve, si procede poi in modo completamente diverso.

### 3. LE REGOLE INIZIALI

Nella prima fase di sviluppo, anni '30, la normativa per l'utilizzazione del cemento armato, fu caratterizzata tra l'altro

□ dalla preoccupazione che i tecnici operanti sul campo fossero, in gran parte, inesperti della nuova tecnologia;

□ dalla necessità che i controlli si facessero, prevalentemente nei Laboratori delle Università;

□ dal rigore ispettivo con cui i Prefetti, effettuarono il controllo sopra luogo delle attività di progetto e di costruzione. La normativa (R.D.L. 2229/39) imponeva la nomina, da parte del Prefetto, di un Ispettore, esperto in questa nuova tipologia strutturale, per controllare in cantiere se si rispettava la normativa. Accadeva che ingegneri freschi laureati, che avevano studiato nei nuovi programmi il cemento armato, ritrovassero nei cantieri ingegneri più anziani che non lo conoscessero per niente, attrezzature di cantiere e criteri di dosatura degli inerti e del cemento primordiali e, quindi, risultati, in termini di resistenza del calcestruzzo, scadenti. Pertanto la normativa prudentemente assegnava livelli molto alti per il coefficiente di sicurezza (fino a nove).

In ogni modo l'impiego del cemento armato si estendeva a qualsiasi tipologia edilizia e non si aveva neppure il tempo di verificare se le teorie fossero contraddittorie e/o deficienti. La risposta al quesito se fu vero sviluppo, è, certamente, affermativa, ma s'impone una riflessione per quegli aspetti che non hanno supportato le qualità di base del cemento armato.

La teoria statica del c.a., che ha avuto grandi meriti, aveva trascurato, per semplificare, le caratteristiche basilari di diffusione dell'acciaio ed aveva piuttosto creato una *teoria delle travi in c.a.* priva quindi della generalità necessaria per essere universalmente valida. Passando dall'*edificio* alle *volte sottili* è diverso il criterio indicato dalla teoria circa la parzializzazione, la diffusione e la stessa progettazione.

### 4. LE REGOLE AICAP ATTUALI

Alla boa dei primi cinquant'anni le imprese avevano ben imparato a costruire in c.a., gli ingegneri a progettare secondo le teorie accreditate, le regole pratiche del buon costruire si erano consolidate. Al contrario le nuove leve d'ingegneri conoscevano solo la teoria ma erano certamente di livello inferiore ai tecnici da tempo militanti sul campo.

Si arrivò così ad una situazione intollerabile per l'Ispettore della Prefettura che continuava ad essere

scelto dal Prefetto tra le nuove leve e in cantiere impattava in colleghi costruttori e progettisti più esperti di lui. Il Prefetto peraltro affidava gli incarichi con criteri clientelari consoni alla sua funzione di politico, di modo che il mondo della tecnica insorse per eliminare del tutto ogni controllo sulle opere in c.a.o. L'AICAP, (1960) nominò una commissione per modificare la normativa per far sì che le opere in cemento armato ordinario non fosse più sorvegliate speciali. Escogitammo una procedura amministrativa d'autocontrollo sistemico della qualità interna agli operatori dell'opera che eliminava la figura dell'Ispettore della Prefettura prevedendo l'archiviazione del processo (attuale procedura della L.1086/71)

L'AICAP ha acquisito il merito di avere ideato, e fatto attuare uno strumento di attività sistemica finalizzata al controllo della *qualità sicurezza*. Nel 1974, in zona sismica, fu adottata la stessa procedura d'autocontrollo con in più, il controllo pubblico dell'Ingegnere Capo del Genio Civile. Purtroppo i trent'anni intercorsi hanno dimostrato che il settore ha ribaltato lo spirito sistemico-teleologico di autocontrollo di tale norma, che è stata interpretata dal Genio Civile come simbolo di degrado dei suoi compiti e quindi motivo di avvilito e depressione invece che come strumento prezioso di conoscenza di base del mondo delle costruzioni.

Specialmente in zona sismica sarebbe stato davvero importante acquisire migliori conoscenze, nel settore dei nuovi edifici in muratura. Ma tutto ciò non accadde e sarebbe bene che l'AICAP se ne faccia carico non considerandosi estraneo al fallimento di questo obiettivo, ma ponendovi riparo, proseguendo nell'opera intrapresa di promozione della normativa, di formazione delle nuove leve di tecnici e di guida della ricerca scientifica affinché sia mantenuta fede agli scopi originari del c.a. e delle teorie che ne consentono l'utilizzazione.

E' inutile adesso farne un processo, ma è, piuttosto, opportuno comprendere meglio con esempi perché si deve parlare di degrado per formulare un programma di iniziative per rifondare un cemento armato che sviluppi le sue qualità.

Passo quindi ad illustrarvi tre esempi significativi, perché dimostrano che opere in regola con la normativa possono anche essere sostanzialmente difettose.

### 5. TRE ESEMPI DI REGRESSO

Il primo caso, tratto dai documenti del crollo di una centina metallica di un ponte in corso di costruzione, riguarda uno dei bracci di una pila a V, che si è rotto

per contraccollo. Nelle foto sono rappresentate: la situazione prima del crollo e i vari pezzi della pila dopo la sua rottura, particolari dell'armatura della pila. Colpisce il modo con cui i fasci di barre di armatura della pila si sono estroflessi dal nucleo, praticamente disarmato.

Nelle figure sono rappresentate varie sezioni trasversali di tale pila; dall'esame di dettaglio delle armature si constata che è stata rispettata la normativa riguardante interferri e copriferri; ma, come è fin troppo evidente, il risultato è un cemento armato che non risponde al suo nome di battesimo essendo troppo armato al perimetro e allo stesso tempo del tutto disarmato nel nucleo centrale.

Infatti, nella zona centrale il braccio della pila si è tranciato in modo fragile nel contraccollo e al perimetro l'armatura si è estroflessa in una sorta di scotennamento del nucleo centrale. Il rispetto della normativa è formalmente salvo ma il risultato è inaccettabile.

I difetti sono evidenti e anche le cause che li hanno prodotti. Pur rispettando le regole dei minimi interferri i canali creano calcestruzzo di ridotta qualità, perché è inevitabile che i grani si dispongano ad arco in un passaggio di larghezza comunque insufficiente. Quindi la normativa va modificata in modo eliminando il criterio di prescrivere solo valori minimi per gli interferri ma piuttosto si faccia in modo che ogni barra sia raggiunta da un getto che l'avvolga in modo globale e che non esistano pluralità di strati ma canali di flusso del calcestruzzo e barre disposte all'interno del nucleo raggiungibili con canali sempre più larghi di  $5 d_{max}$ .

Il secondo caso riguarda il basamento dell'argano di una Funicolare. Il progetto, svolto secondo la procedura indicata dalla normativa, fu sottoposto al mio controllo preventivo al deposito al Genio Civile; esso prevedeva in una sezione trasversale di circa metri 10 di base x 2 di altezza armature a rete con barre di 22 mm di diametro quasi esclusivamente in corrispondenza della superficie di perimetro. Può, per maggiore chiarezza, affermarsi che tale disposizione presentava analogia con una grande gabbia di uno zoo, nella quale l'operaio ferraiolo avrebbe potuto effettuare comodamente il montaggio dall'interno.

Non è stato possibile, ottenere dal calcolatore che la grande massa di calcestruzzo sollecitato a carichi pulsanti, fosse invece armata con una maglia cubica 30x30x30cm. Cioè diffusa nella massa e tridirezionale. Quindi l'ho dovuto ordinare di autorità.

Il progettista si rifiutò di apportare tali modifiche perché - così sosteneva - le mie obiezioni erano infondate

e il suo operato conforme alla normativa. Avvenne di peggio: fui giudicato autoritario, rissoso e altro ancora, nonché accusato dei ritardi conseguenti. Benché illeso ritengo che la normativa dovrebbe dare indicazioni tali da poter evitare siffatte sgradevoli situazioni.

Le foto e i disegni illustrano alquanto male quanto proposto dal progettista e quanto invece da me è stato ordinato che si realizzasse.

Il terzo caso riguarda le travi precomprese prefabbricate in stabilimento, spesso prodotte in serie.

Per l'effetto della precompressione le armature lente, cioè le barre di acciaio verticali e longitudinali debbono essere intervicolate a gabbia tridirezionale così come per i pilastri. Inoltre le esigenze di diffusione richiedono una pluralità di reti interne alla sezione e tirantini trasversali di collegamento per ogni nodo, per garantirsi nei confronti della estroflessione verso l'esterno delle barre perimetrali longitudinali.

In queste strutture i sintomi di degrado per insufficiente protezione del metallo sono all'ordine del giorno.

Financo nei disegni estratti da riviste sono riportati esempi insoddisfacenti per quanto attiene le gabbie.

L'esame di alcuni disegni e di foto di realizzazioni mostra che le staffe risultano disegnate sulla superficie esterna delle travi. Un'adeguata normativa si rende pertanto necessaria.

## 6. NUOVE REGOLE AICAP IN FUTURO?

Era stato programmato che questo articolo terminasse solo con l'affermazione della necessità che si debba dare una seconda svolta e un forte impulso a migliorare, anzi a rifondare il cemento armato.

Ma si è avuto il timore che tale appello non fosse raccolto, oppure che si traducesse in una sorta di revisione periodica della normativa tecnica.

Ma non è questo, a mio avviso il senso di questo appello, che vorrebbe si incidesse molto più profondamente sul futuro del cemento armato.

Ed è allora apparso necessario di dare una maggiore incisività alla richiesta di un impegno dell'AICAP cercando, con tutti i rischi connessi al tempo minimo di meditazione programmatica, di esprimere delle direttrici di futura attività dell'Associazione.

Una prima direttrice dovrebbe riguardare la teoria statica del c.a.; dovrebbe essere in essa eliminato del tutto il criterio della sezione parzializzata, della capacità del calcestruzzo disarmato di assorbire un valore sia pur minimo di sollecitazione tangenziale, di realizzare cemento disarmato, bensì solo cemento

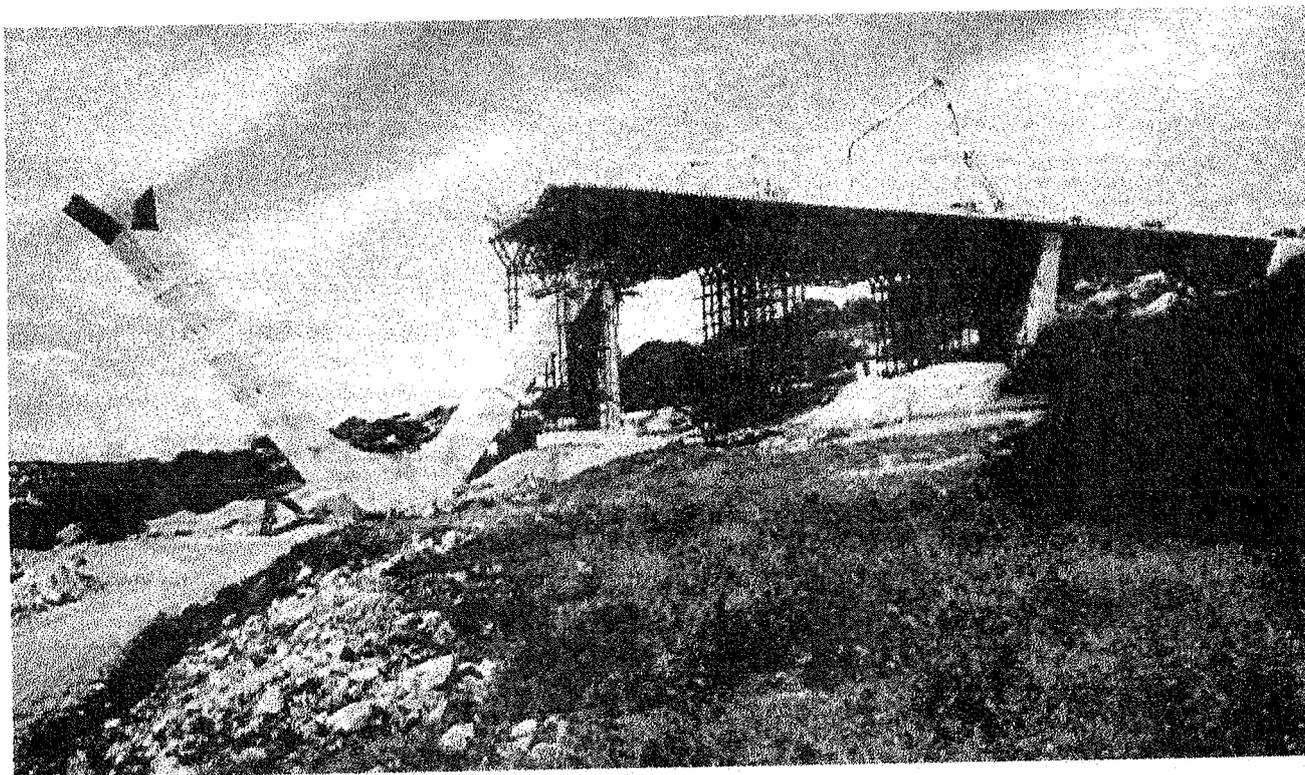
armato cioè calcestruzzo sempre e dovunque armato con una rete cubica tridirezionale le cui caratteristiche (lato del cubo e diametro delle barre) siano correlate al  $d_{max}$  dei grani e alla dimensione minima dell'elemento in cls..

La normativa dovrebbe eliminare il concetto di *strato* di barre di acciaio e vietare del tutto la realizzazione di più strati paralleli di barre; dovrebbe introdurre prove su cubi o cilindri di grandi dimensioni armati con reti e sottoposti prima della prova di schiacciamento a cicli ripetuti termici e di vibrazioni, possibilmente torsionali.

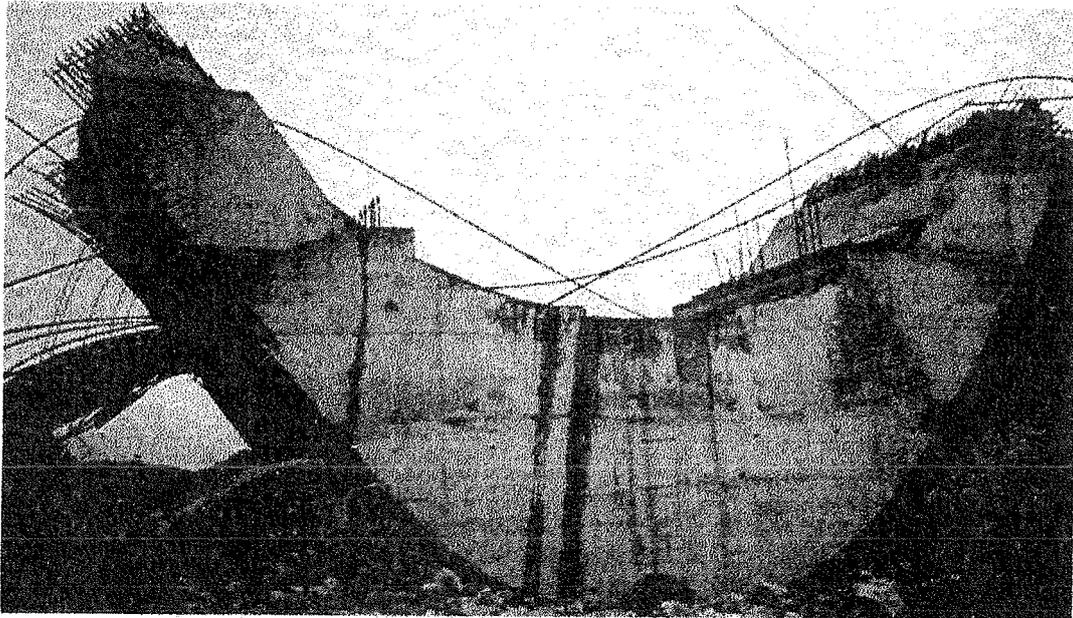
Le regole di progettazione dovrebbero stimolare il

progettista a meditare per raggiungere obiettivi interconnessi alle verifiche di resistenza, di presidio a trazione e taglio in ogni punto della struttura, di libertà di circolazione del flusso di calcestruzzo del quale il progettista dovrà indicare anche le caratteristiche di composizione e di fluidità.

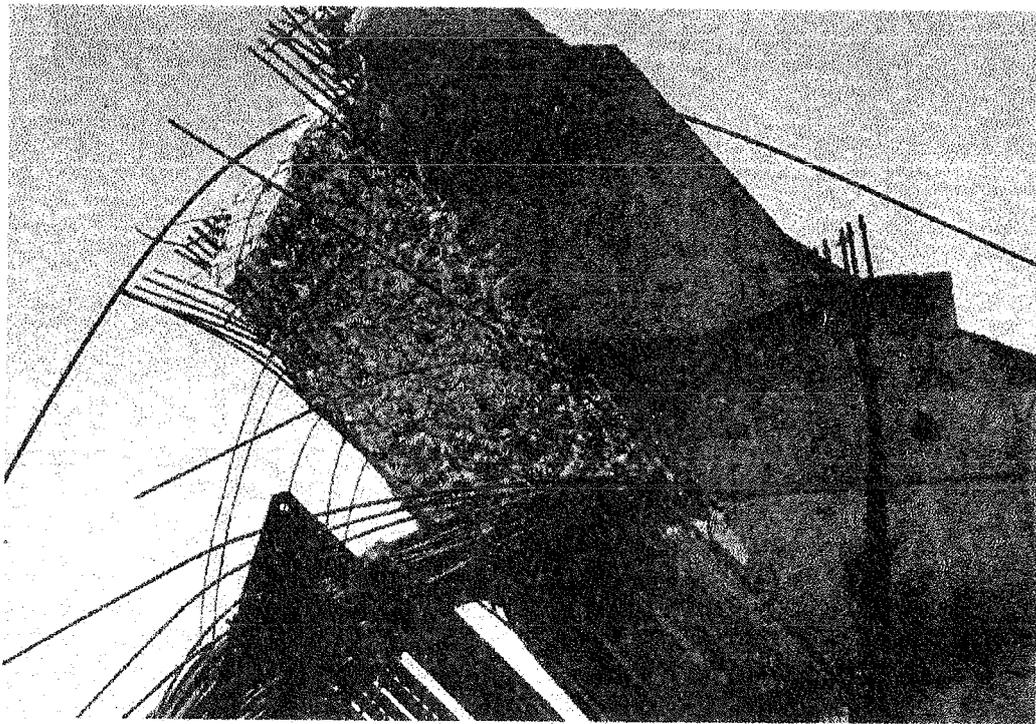
Una normativa che obblighi cioè chi se ne occupa ad essere esperto e non richieda al contrario soltanto che si esercitino controlli interconnessi sulla capacità degli operatori e sulla loro esperienza.



**Fig.1** - Il crollo della centina in acciaio ha provocato per contraccolpo, del tutto quindi accidentale, la rottura della pila a due bracci. Nelle foto e figure successive si prende in esame la tecnologia esecutiva di tale pila.



**Fig.2** – Il tronco di base è troncato di netto. Risulta chiaro che il rispetto delle regole sostanziali della giunzione per sovrapposizione ha dato il risultato che le armature si sono estroflesse dallo strato corticale della sezione.



**Fig.3** – Risulta evidente l'anomalia del tipo di rottura verificatesi

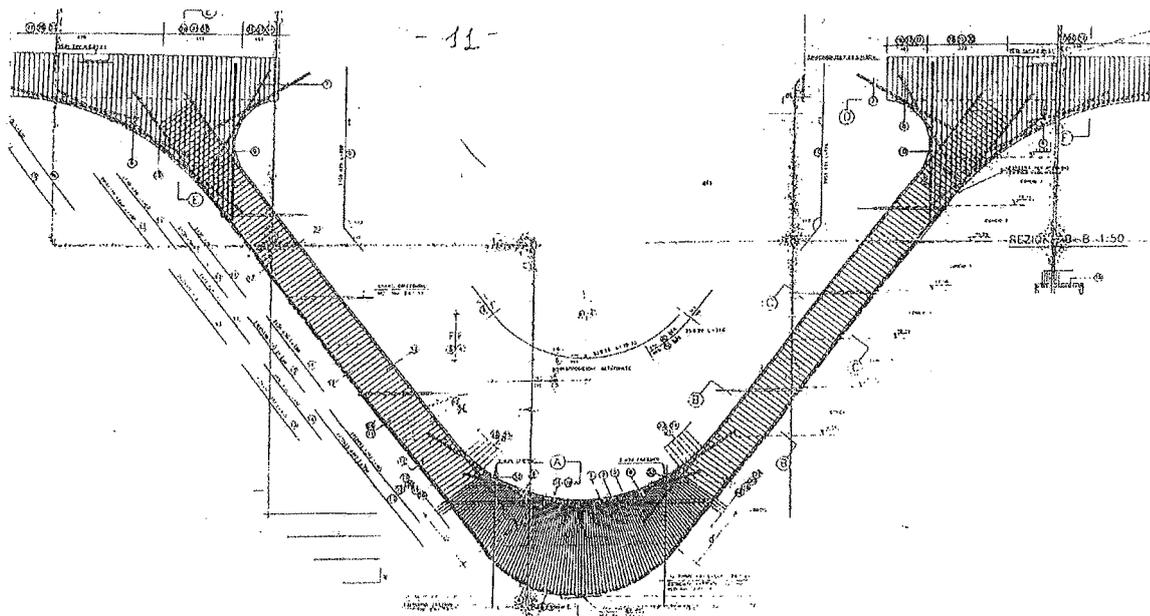


Fig.4 - La rappresentazione generale dell'armatura della pila e nelle successive figure le armature di alcune sezioni significative.

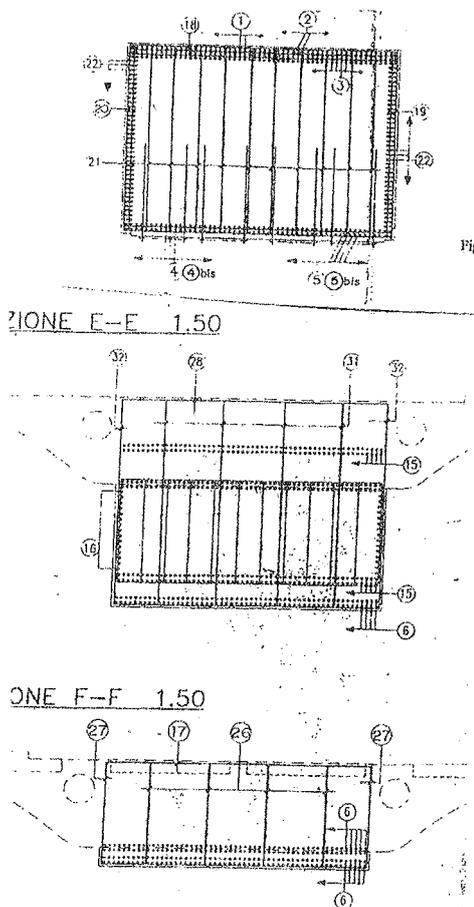


Fig.5 - Sezioni della pila

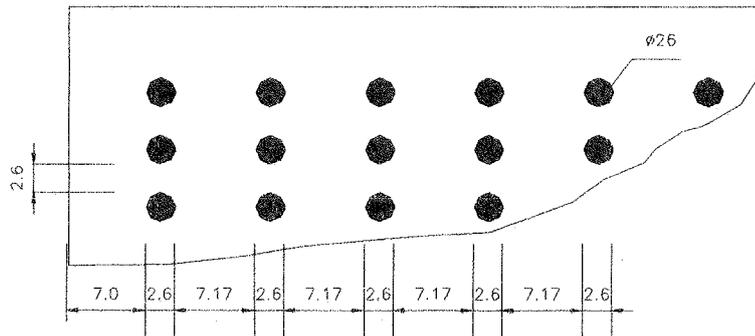


Fig.6 – Dai conteggi di controllo risulterebbe che i tre strati di 85 $\phi$ 26 della sezione A-A della pila presentano intraferri di 7.17cm in direzione parallela allo strato e di 2.6cm di interspazio tra gli strati.

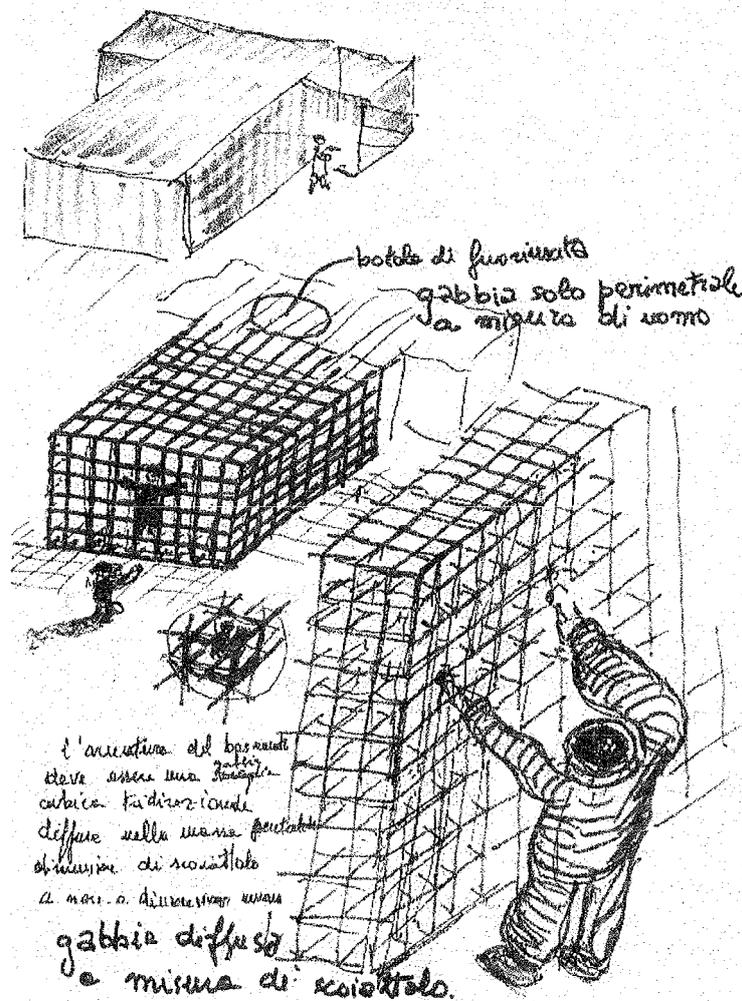
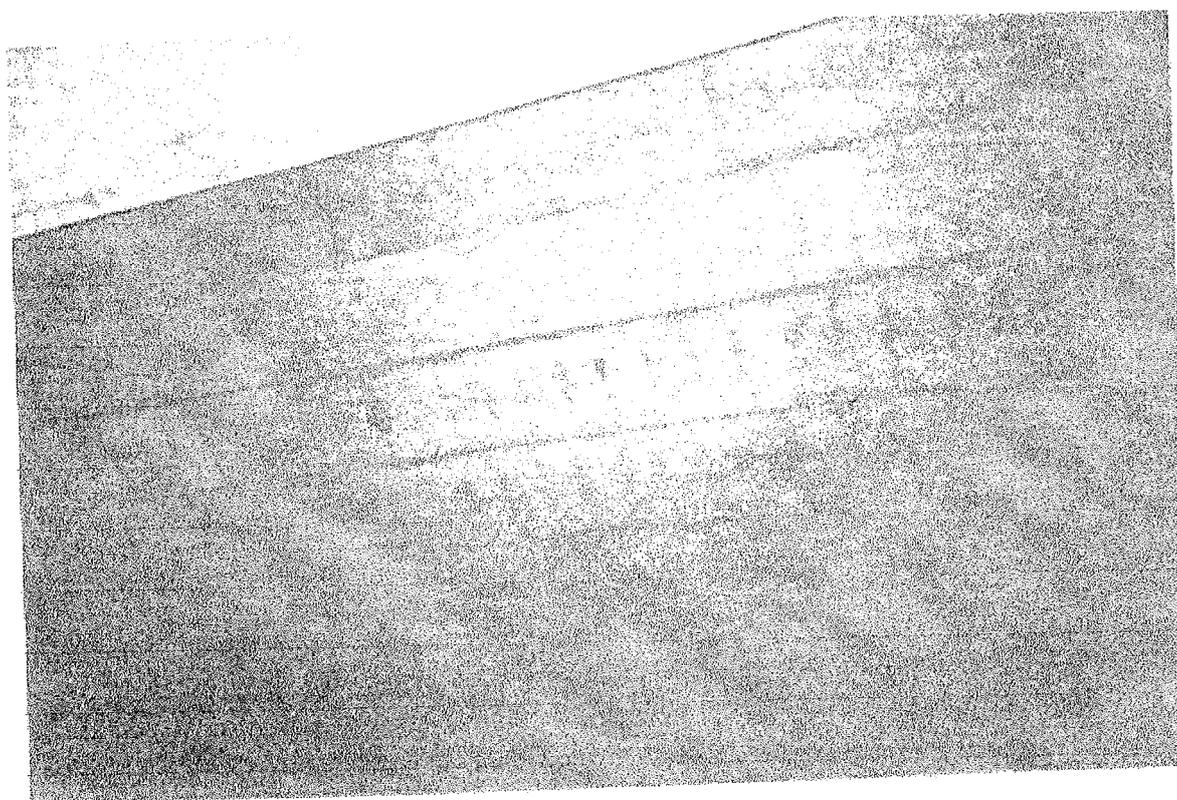
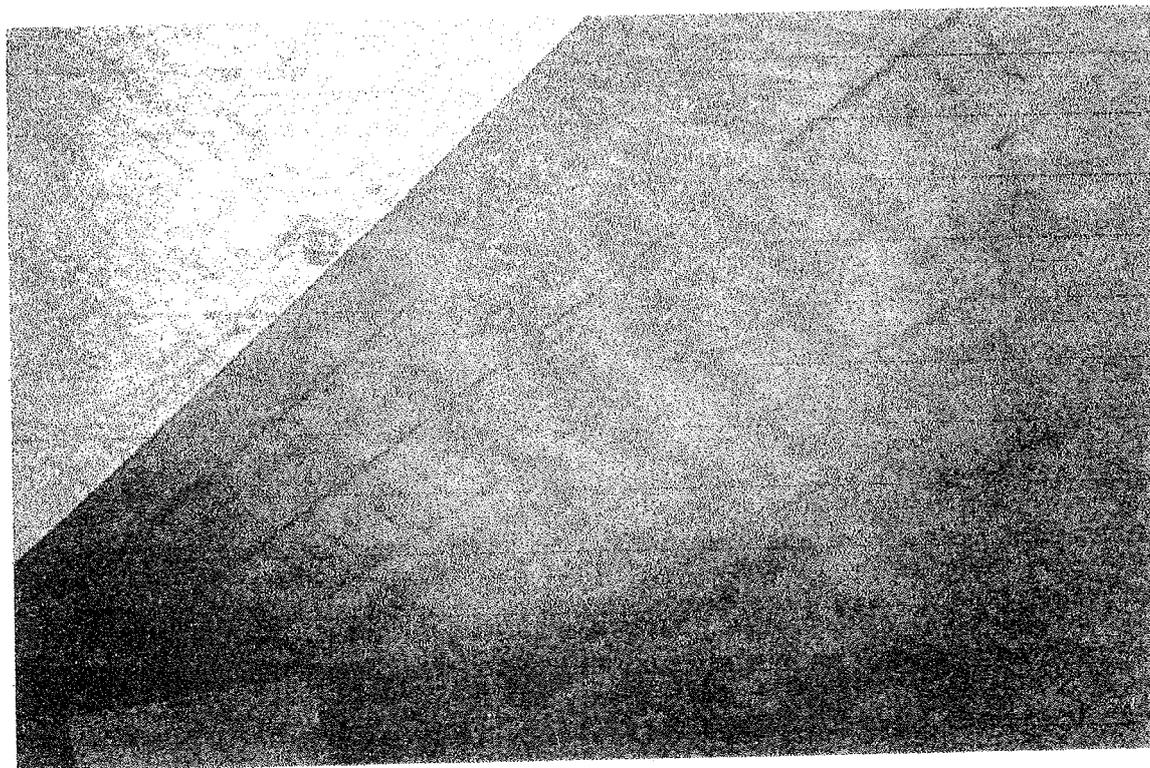


Fig.7 – Basamento dell'argano di una funicolare. Proposta di disposizione dell'armatura solo con reti perimetrali. Proposta di disposizione secondo maglia cubica 30x30x30cm realizzata.



**Figg.8, 9** – L'intradosso della copertura di una stazione ferroviaria realizzata con travi in c.a.p. affiancate. Sono visibili trasudazioni colorate ritmiche chiaramente correlabili a fenomeni di corrosione delle armature lente.

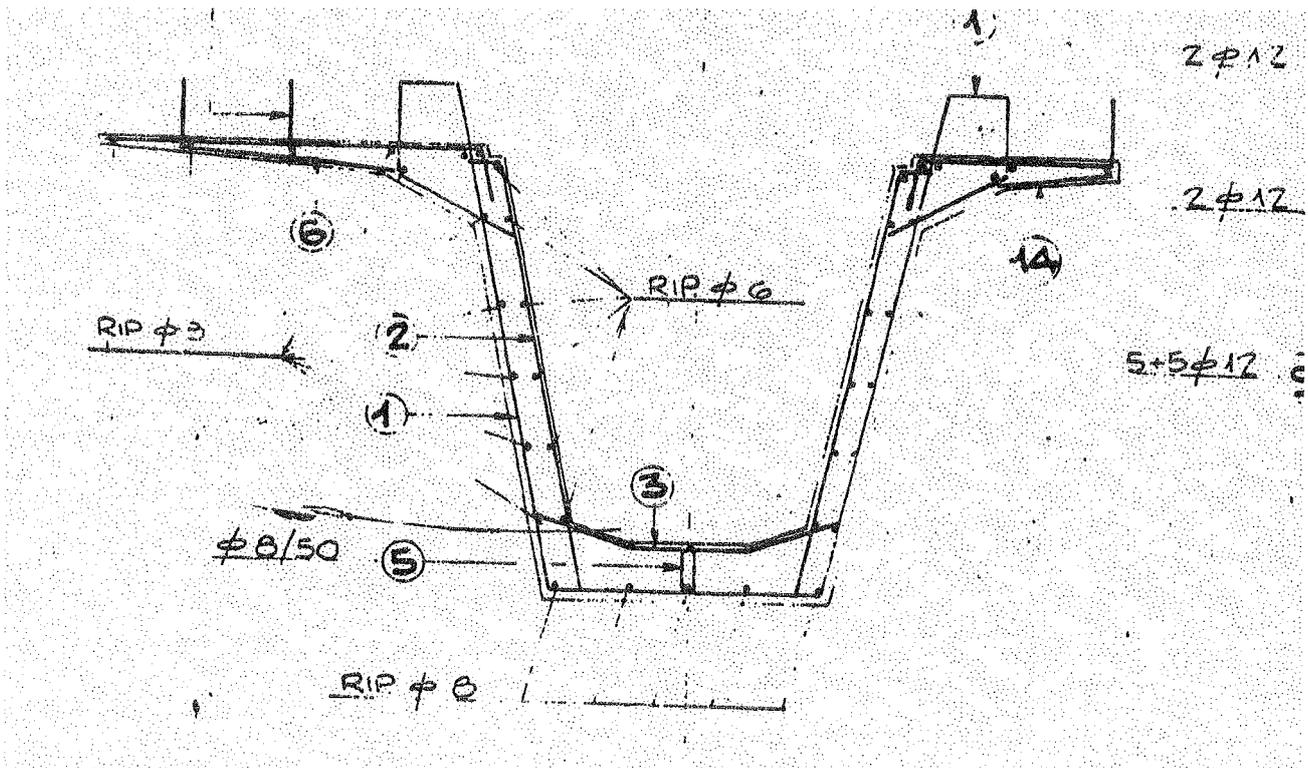


Fig. 10 – Sezione trasversale di una trave in c.a.p. prefabbricata priva di armatura a gabbia cubica sufficientemente diffusa nel calcestruzzo

## STATO LIMITE ULTIMO E STATO LIMITE DI SERVIZIO NELLE TRAVI ARMATE CON BARRE IN FRP

**Marisa PECCE (\*), Gaetano MANFREDI (\*\*), Edoardo COSENZA (\*\*)**

(\*) Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università di Lecce

(\*\*) Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università di Napoli Federico II

### SOMMARIO

Le barre in FRP (Plastica Fibro-Rinforzata) costituiscono un'utile alternativa alle barre in acciaio nei casi in cui siano particolarmente temuti i problemi di corrosione. Le caratteristiche del materiale, profondamente diverso dall'acciaio, introducono però molteplici nuove tematiche strutturali. In particolare l'elevata deformabilità delle barre aumenta l'importanza delle verifiche di servizio (controllo delle tensioni, apertura delle fessure, deformabilità), così come la fragilità del materiale condiziona le modalità di collasso degli elementi. Nel lavoro si esaminano tali problematiche, con riferimento a travi semplicemente inflesse, confrontando criticamente alcuni esperimenti effettuati dagli autori con le più moderne indicazioni normative esistenti nel panorama internazionale.

### SUMMARY

The use of Fiber Reinforced Plastic rebars provides an alternative to the steel rebars in the cases where corrosion could occur. The characteristics of the material, very different respect to steel, introduce new structural problems. The high deformability of FRP rebars leads to important serviceability problems (checks of stresses, cracks width, deflections) as far as ultimate conditions could be different. In this paper these problems are analysed considering experimental tests developed by the authors and comparing the results with the indications provided by the most advanced international codes.

### 1. INTRODUZIONE

La Plastica Fibro Rinforzata (FRP) può essere considerato un materiale innovativo per l'Ingegneria Strutturale e molti aspetti del suo comportamento devono ancora essere investigati.

In particolare le molteplici possibili scelte della matrice e delle fibre, la percentuale relativa delle due parti e le diverse tecnologie di produzione rendono il materiale molto variabile. Ciò comporta a modifiche, talvolta anche profonde, nei criteri normativi che si stanno sviluppando nel mondo [1,2,3], rispetto alle tradizionali indicazioni relative ad armature in acciaio.

Nel seguito si farà riferimento a travi in calcestruzzo armate con barre in FRP con fibre di vetro di tipo "E-glass", definite commercialmente come C<sup>TM</sup>-bars; tali barre, prodotte con la tecnica della

pultrusione, rappresentano attualmente il miglior compromesso fra economia ed efficienza. In particolare è stato mostrato in [4,5] che le prestazioni in termini di aderenza sono paragonabili a quelle delle tradizionali barre in acciaio ad aderenza migliorata.

Dal punto di vista meccanico, la necessità di nuovi studi proviene dall'elevato rapporto fra resistenza e modulo di elasticità e dal comportamento di tipo elasto-fragile. La prima proprietà comporta l'aumento dell'importanza delle verifiche di servizio; la seconda proprietà impone che un comportamento di tipo "pseudo-duttile" può ottenersi solo mediante crisi del calcestruzzo compresso. Di conseguenza i criteri di verifica, tanto per Stati Limite di Servizio quanto per Stati Limite Ultimi, richiedono profonde modifiche rispetto al tradizionale cemento armato; pertanto sono necessari nuovi studi sperimentali e numerici per

rivisitare le indicazioni normative.

Nel presente lavoro gli studi numerici e sperimentali svolti dagli autori precedentemente [6,7] vengono ripresi ed estesi, completandoli mediante un confronto critico con le indicazioni normative esistenti.

## 2. LE TRAVI SPERIMENTATE

Nel seguito si descrivono brevemente l'apparato e gli elementi sperimentati dagli autori. In particolare si tratta di travi semplicemente appoggiate di luce 340 cm e sezione trasversale con larghezza 50 cm ed altezza 18.5 cm. Lo schema di carico è del tipo "four points bending", con distanza fra le forze pari a 100 cm.

L'armatura è realizzata con barre in FRP del tipo "E-Glass", industrialmente definite C-Bars™ [8]; nel caso degli elementi F1 e F3 si sono predisposte 7  $\phi$  12.7

mm (area pari a 889 mm<sup>2</sup>) in trazione, mentre nel caso F2 vi sono 4  $\phi$  12.7 mm (508 mm<sup>2</sup>) in trazione. I tutti i casi si sono predisposte due barre di diametro 12.7 mm in compressione.

Non si è predisposta armatura trasversale nella zona di momento costante al fine di non alterare il fenomeno fessurativo; nelle zone di appoggio e di applicazione del carico si sono utilizzate staffe tradizionali in acciaio.

La trave F1, realizzata e provata prima delle altre [7], è stata progettata in base alla resistenza accordo con le ACI [9], senza staffe nel tratto tra la forza applicata e l'appoggio; peraltro il collasso strutturale si è avuto per effetti locali, come sarà descritto nel seguito, per cui è stato introdotto un maggior numero di staffe nella zona di carico delle travi F2 e F3.

In Fig. 1 sono riportati i dettagli della geometria delle travi e delle armature.

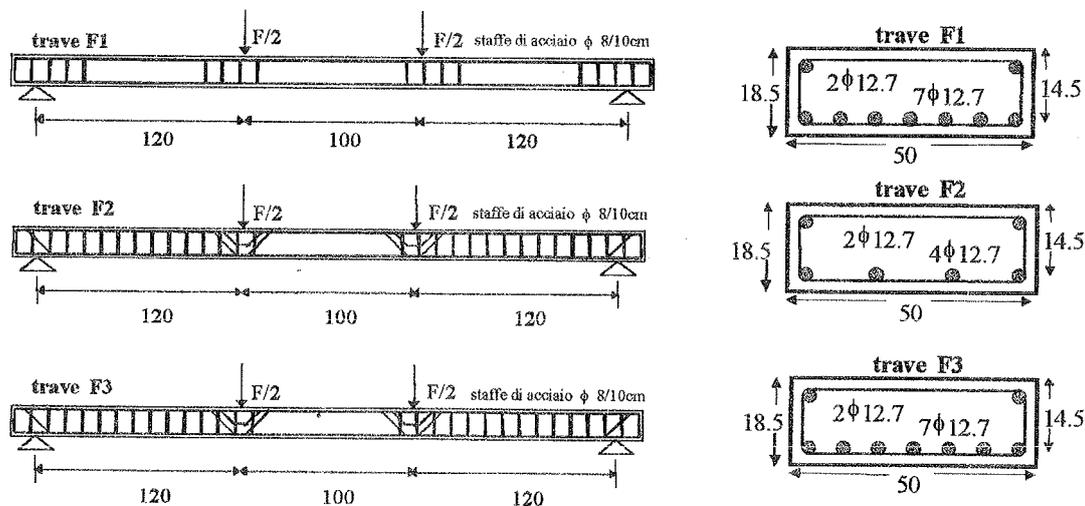


Fig. 1 : Geometria delle travi sperimentate.

Per le prove si è utilizzato un attuatore elettro-idraulico, con modalità in controllo di spostamento. Il carico, applicato mediante apposito ripartitore, è stato misurato con cella di carico contemporaneamente allo spostamento in mezzzeria, valutato con trasduttori induttivi. Ulteriori trasduttori induttivi sono stati disposti orizzontalmente parte con momento costante, con base di lettura 142 mm, per risalire alla curvatura in mezzzeria.

Per avere ulteriori informazioni locali, le barre della trave F3 sono state strumentate con strain-gages, adeguatamente protetti, prima del getto; in particolare si sono utilizzati tre o quattro strain gages su tre barre, da ciascun lato di una fessura in mezzzeria appositamente pre-formata. Si è così misurata la deformazione nella barra, avendo peraltro perso l'effetto locale dell'aderenza.

La posizione complessiva di strain gages e traduttori è riportata nella Fig. 2.

## 3. I RISULTATI SPERIMENTALI

Per quanto riguarda i materiali, si sono effettuate prove su cilindri di calcestruzzo e sulle barre in FRP. Le prove effettuate su 3 cilindri per ciascuna trave hanno portato, in tutti i casi, ad una resistenza media in compressione pari a 30 MPa. Per quanto riguarda le barre, del tipo pultruso ad aderenza migliorata, la resistenza nominale è pari a 770 MPa, con modulo di elasticità di 42 GPa. I risultati di prove di trazione diretta effettuate dagli autori conducono ad una resistenza a trazione di 600 Mpa, sensibilmente inferiore a quella dichiarata, ed a un modulo di

elasticità 41 GPa, praticamente identico al nominale. Alcuni commenti in relazione alla sensibile differenza dei valori di resistenza nominale e sperimentale sono riportati nel lavoro [10] e verranno ripresi più avanti.

Nel seguito si analizzano i risultati sperimentali, distinguendo il comportamento della sezione di mezzeria dal comportamento globale della trave.

Per quanto riguarda la zona di mezzeria, si esaminano le relazioni momento-curvatura media e forza-ampiezza delle fessure. Il comportamento globale è invece descritto in termini di relazioni forza-spostamento, andamento della fessurazione e descrizione del collasso.

I trasduttori indicati in Fig. 2 misurano gli spostamenti orizzontali a tre o quattro quote nella zona di mezzeria, con base di misura 142 mm, e consentono di ottenere la deformazione media su tale base. I trasduttori posti in corrispondenza delle armature, dopo la fessurazione, forniscono invece l'ampiezza della fessura.

Alcuni esempi di deformazione delle fibre della sezione di mezzeria sono riportati nella Fig. 3, per diversi valori del carico. Si fa riferimento alla trave F2 per valori del carico inferiori a quello di fessurazione ed F3 dopo la fessurazione; quest'ultima, con le barre strumentate, consente di avere i diagrammi di deformazione nelle barre per carichi superiori a quello

di fessurazione. Nei grafici si riportano anche le rette di regressione: in tutti i casi la retta è in ottimo accordo con i valori sperimentali. In definitiva, l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane sembra adeguatamente verificata.

Partendo da questa considerazione è possibile tracciare i diagrammi momento - curvatura media (Fig. 4). Il confronto fra le curve relative alle travi F1 e F2 evidenzia la differenza di rigidità degli elementi.

Dalle curvature è anche possibile valutare la deformazione al lembo superiore di calcestruzzo e nelle barre, da cui si può poi ottenere le tensioni assumendo opportuni legami costitutivi [10]. Tali valori sono riportati nella Tabella 1 in relazione al carico di collasso. L'evidenza sperimentale mostra, tanto per la trave F2 quanto per quella F3, la rottura per crisi delle barre. Tale crisi corrisponde ad un valore della tensione nelle barre  $\sigma_{FRP}$  pari a 534 MPa, e quindi inferiore ai valori sperimentali misurati da prove dirette di trazione innanzi citate (600 MPa).

Ulteriore misurazione locale è fornita dai trasduttori esterni in corrispondenza delle barre; in termini di ampiezza delle fessure riportata, in Fig. 5 per le travi F1 ed F2. Si osserva la notevole differenza di comportamento corrispondente alle diverse percentuali di armatura utilizzate.

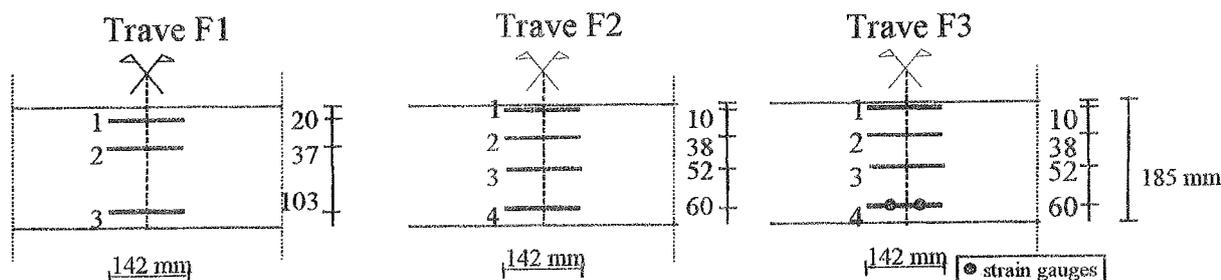


Fig. 2 : Posizione dei trasduttori e degli strain gauges nella zona centrale.

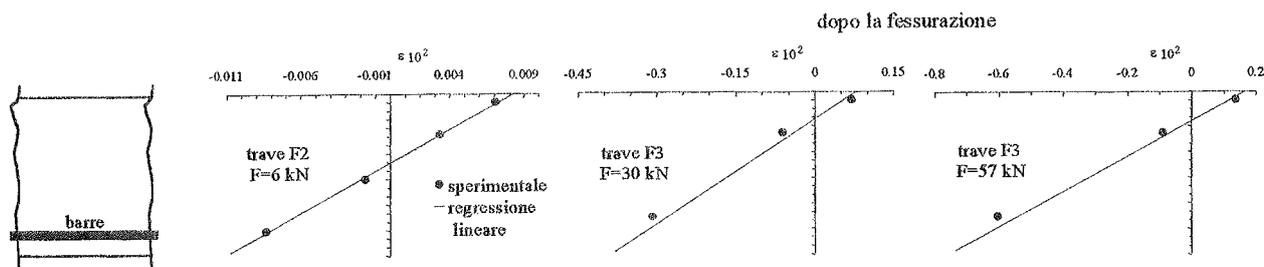


Fig. 3 Andamento delle deformazioni lungo la sezione e retta di regressione.

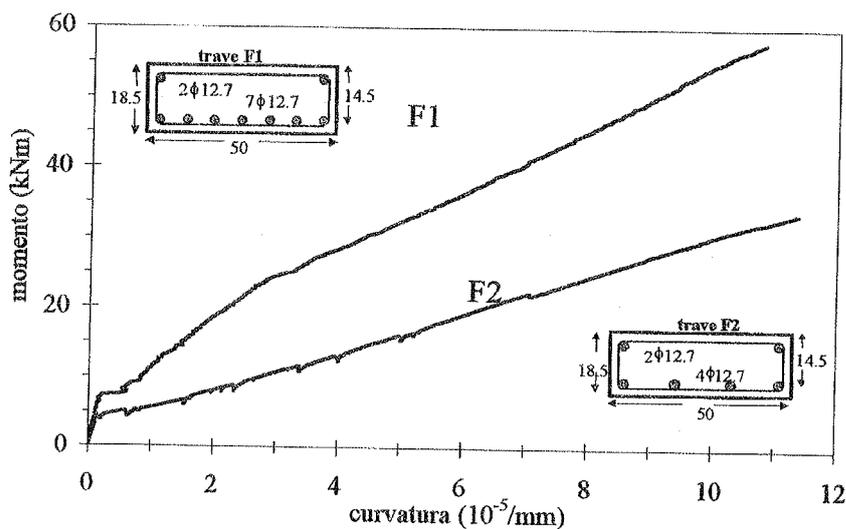


Fig. 4 : Andamento della curvatura media al variare della forza applicata.

Trave	$\varepsilon_c$ (%)	$\varepsilon_{FRP}$ (%)	$\sigma_{FRP}$ (Mpa)	Curvatura ultima ( $\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-3}$ )
F1	0.40	1.18	494	0.11
F2	0.47	1.26	530	0.12
F3	0.44	1.28	538	0.12

Tabella 1 – deformazioni, tensioni e curvature ultime nelle travi sperimentate.

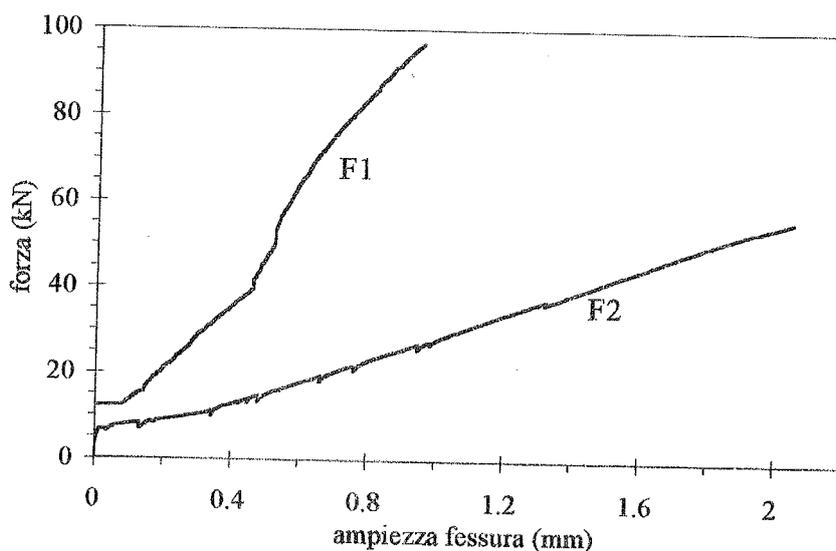


Fig. 5 : Andamento dell'ampiezza della fessura nella zona centrale al variare della forza applicata.

Esaminando le modalità di rottura, si è osservato che la trave F1 è andata in crisi a causa di punzonamento e taglio contemporaneo, avendosi interazione fra le fessure da flessione e le fessure inclinate dovute alla diffusione dell'azione concentrata.

Le travi F2 ed F3, opportunamente rinforzate al di sotto della zona di carico, arrivano alla rottura per flessione.

E' interessante osservare che gli elementi F1 ed F3 sono stati progettati per arrivare al collasso del calcestruzzo compresso, ma l'imprevista minore

resistenza delle barre ha prodotto comunque la rottura di queste ultime.

Il comportamento complessivo di tutti i tre elementi è rappresentato dai grafici forza – spostamento in mezzzeria di Fig. 6, ove è evidenziata la diversa rigidezza e resistenza degli elementi F1 ed F3, più armati, rispetto ad F2, confermando l'importanza del quantitativo di armatura per le verifiche di servizio [11]; il diverso comportamento iniziale delle travi F1 e F3, identicamente armate, è dovuto alla presenza della fessura preformata.

Dai grafici si evidenzia il collasso di tipo fragile di tutti gli elementi. Peraltro la prova, condotta in controllo di spostamento, mostra la progressiva rottura delle barre nella trave F3, mentre la curva F1 evidenzia l'improvvisa perdita totale di capacità portante, anche se per un carico praticamente

equivalente.

Nel confronto F2 – F3 si evidenzia la non linearità del calcestruzzo che porta ad una certa "pseudoduttilità" [12,13], confermando l'osservazione che sono più duttili le rotture dovute alla crisi del calcestruzzo di quelle dovute alle barre in FRP.

La Fig. 7 mostra l'andamento delle fessure per forze applicate pari a 29kN, 15kN e 29 kN rispettivamente per le travi F1, F2 ed F3; questi valori corrispondono a tensioni nelle armature pari a circa 170 MPa (circa il 30% della resistenza sperimentale). Si osserva che a parità di livello tensionale la distanza tra le fessure è mediamente inferiore nella trave F2: la distanza media è pari a 100 mm per le travi F1 ed F2 e 145 mm per la trave F3.

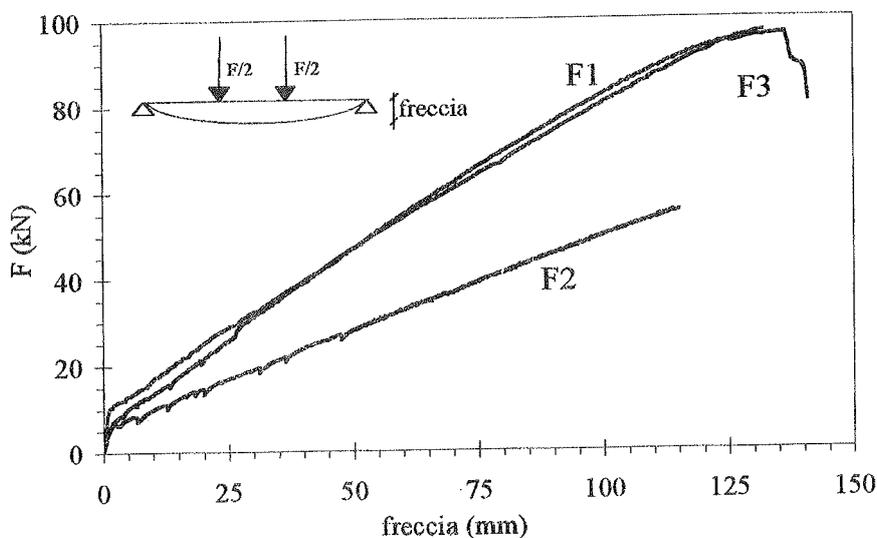


Fig. 6 : Andamento della freccia in mezzzeria al variare della forza applicata.

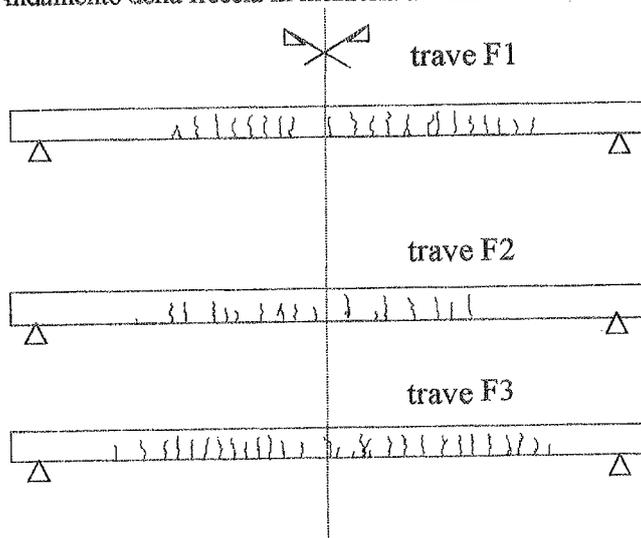


Fig. 7 : Distribuzione delle fessure in corrispondenza del 30% della forza di collasso.

#### 4. CONFRONTO CON MODELLI DI CALCOLO

Nel seguito si discutono brevemente i modelli di calcolo per elementi armati con FRP disponibili in letteratura, tanto per le condizioni ultime (calcolo del momento ultimo), quanto di servizio (valutazione delle tensioni, dell'ampiezza delle fessure e delle frecce); è noto che queste ultime possono condizionare fortemente la progettazione degli elementi [12,13,15,16,17,18].

Si osservi che in alcuni Paesi sono stati sviluppate o sono in via di definizione, indicazioni specifiche [1,2,3,14]. Si considerano inoltre le tradizionali indicazioni dell'ACI [9] e dell'Eurocodice 2 [19].

Per i calcoli si assume sempre l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, confermata dalla presente sperimentazione.

Trave	Stress block	Parabola-rettangolo	Mander et al.	Sperimentale
F2	36.9 kNm	36.9 kNm	36.9 kNm	36.8 kNm
F3	61.3 kNm	61.4 kNm	59.6 kNm	60.7 kNm

Tabella 2 – Valutazione teorica e sperimentale del momento ultimo.

#### 4.2 Verifiche tensionali

Con riferimento allo stato limite di servizio, si valuta in primo luogo lo stato tensionale. In particolare si effettua la valutazione della massima tensione di compressione nel calcestruzzo  $\sigma_c$  e di trazione nelle barre  $\sigma_{FRP}$ , considerando una tradizionale analisi lineare con riferimento alla sezione reagente.

Nella tabella 3 è illustrato il risultato per la trave F3, con le barre strumentate, in corrispondenza di un carico pari a 30 kN. Viene anche riportata la profondità dell'asse neutro  $x_{el}$ .

Trave	Modello lineare			Valori sperimentali		
	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_{FRP}$ (Mpa)	$x_{el}$ (mm)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_{FRP}$ (Mpa)	$x_{el}$ (mm)
F3	23	180	27	25	190	30

Tabella 3 – Tensioni nei materiali e profondità dell'asse neutro; confronto teorico – sperimentale.

Per il calcestruzzo si è considerato un modulo di elasticità valutato con le ACI [9]:

$$E_c = 4263 \cdot \sqrt{f_c} = 23350 \text{ MPa} \quad (1)$$

Il valore sperimentale delle tensioni è stato valutato con il legame di Mander et al. [11] a partire dalla deformazione sperimentale. L'accordo teorico-sperimentale è buono, confermando la valutazione effettuata con un calcolo lineare in corrispondenza del 30% del carico ultimo.

#### 4.1 Stato limite ultimo

In primo luogo si valuta il momento ultimo; per le barre in FRP si assume un legame elasto-fragile, con crisi ad una tensione di 534 Mpa, sulla base della sperimentazione. Per il calcestruzzo si considerano tre diversi modelli alternativi:

- relazione parabola-rettangolo (P.R.) suggerita da vari codici [19];
- relazione costitutiva formulata da Mander et al. [11].
- "stress block" esteso a 0.8 volte la profondità dell'asse neutro a rottura  $x_{pl}$ .

I risultati sono riportati nella Tabella 2. E' evidente la sostanziale equivalenza dei tre metodi, con un eccellente accordo con il risultato sperimentale.

Si osservi peraltro che a tale livello di carico si raggiunge il 75% della resistenza del calcestruzzo; per valori più elevati del carico si va rapidamente in un campo di non linearità [7]. Per lo stesso valore del carico, la tensione nelle barre è pari a circa il 30% della resistenza.

Si osservi ancora che le ACI [14] suggeriscono una limitazione tensionale nel calcestruzzo pari al 45% della resistenza.

In definitiva, dalla sperimentazione presentata emerge con tutta evidenza la rilevanza della verifica tensionale nel calcestruzzo e conseguentemente l'importanza della corretta definizione del limite normativo.

#### 4.3 Valutazione delle frecce

Per quanto riguarda la valutazione delle frecce, il Comitato 440 delle ACI [14] suggerisce l'utilizzo di una versione della formula di Branson, modificata secondo Gao et al. [20] mediante l'introduzione dell'inerzia effettiva della trave con la seguente formula:

$$I_e = \beta I_1 \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 + I_2 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] \quad (2)$$

dove  $M_{cr}$  è il momento di fessurazione,  $M_{max}$  il

massimo momento agente sull'elemento,  $I_1$  e  $I_2$  le inerzie della sezione non fessurata e fessurata;  $\beta$  è un fattore di riduzione per le barre in FRP che assume la seguente espressione:

$$\beta = \alpha \left( \frac{E_{FRP}}{E_s} + 1 \right) \quad (3)$$

essendo  $\alpha$  un coefficiente di aderenza,  $E_{FRP}$  e  $E_s$  i moduli di elasticità delle barre in FRP e dell'acciaio.

Il valore di  $\alpha$  in generale va valutato sulla base di sperimentazione; in assenza d'indicazioni sperimentali può assumersi paria a 0.5. Nel seguito si fa riferimento a tale valore.

E' interessante esaminare anche l'approccio Europeo dell'Eurocodice 2, formulato per le barre in acciaio, valutando la freccia  $\delta$  a partire dalla freccia  $\delta_1$  in assenza di fessurazione e dalla freccia  $\delta_2$  in condizione di totale fessurazione:

$$\delta = \delta_1 \cdot \gamma + \delta_2 \cdot (1 - \gamma) \quad (4)$$

essendo  $\gamma = \beta (M_{cr} / M_{max})^2$  e  $\beta$  un coefficiente di aderenza.

Nelle applicazioni delle formule (2)-(4), si considera il valore sperimentale del momento di prima fessurazione, insieme ai valori del modulo di elasticità già introdotti.

Il confronto numerico sperimentale è presentato nelle figure 8 e 9 rispettivamente per le travi F1 ed F2. Entrambi i modelli normativi forniscono buoni risultati, con l'Eurocodice 2 conservativo in un intervallo di carichi più ampio.

Il valore  $\alpha=0.5$  della (3) suggerito dall'ACI da buoni risultati, confermando quanto suggerito ( $\alpha=0.507$ ) per le C-Bars da Gao et al. [20].

Si osservi che nelle figure sono anche rappresentate le rette che caratterizzano lo stadio fessurato e non fessurato.

#### 4.4 Ampiezza e distanza delle fessure

Con riferimento all'ampiezza delle fessure, le indicazioni ACI [14] forniscono l'uso di una versione modificata della formula di Gergely-Luz (MGL), che nella forma di Gao et al. [20] assume la seguente espressione:

$$w_{max} = 0.0112 \cdot \beta \cdot k_f \cdot f_{FRP} \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \times 10^{-3} \quad [mm] \quad (5)$$

essendo  $\beta$  il rapporto fra la profondità dell'asse neutro e la distanza dell'asse neutro dalle barre,  $f_{FRP}$  la tensione nelle barre in MPa,  $d_c$  (in mm) lo spessore di copriferro,  $A$  (in  $mm^2$ ) l'area effettiva del calcestruzzo teso divisa per il numero di barre. L'influenza delle barre in FRP è considerata mediante un coefficiente  $k_f$ :

$$k_f = k_b \cdot \left( \frac{E_s}{E_{FRP}} \right) \quad (6)$$

dove  $k_b$  rappresenta le caratteristiche di aderenza delle barre.

Per barre in acciaio o barre in FRP con proprietà simili di aderenza si pone  $k_b=1.0$ .

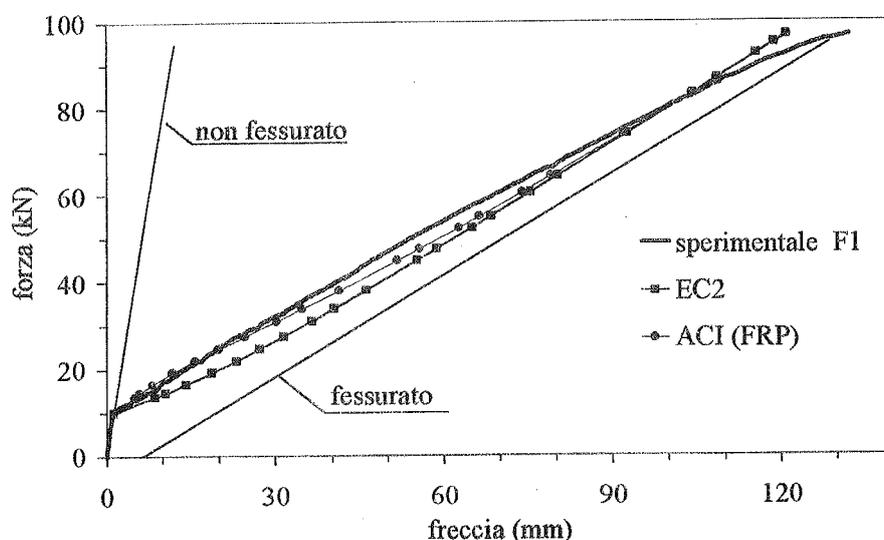


Fig. 8 : Diagramma forza – freccia per la trave F1; confronto fra sperimentazione e codici normativi.

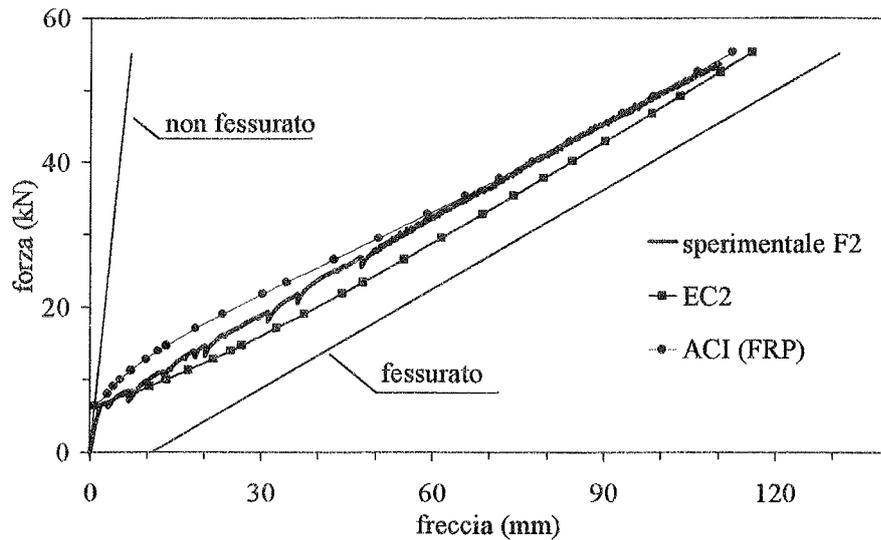


Fig. 9 : Diagramma forza - freccia per la trave F2; confronto fra sperimentazione e codici normativi.

Nel caso di caratteristiche peggiori o migliori si assume rispettivamente  $k_b > 1.0$  o  $k_b < 1.0$ . In particolare per le C<sup>TM</sup>-Bars, con buone caratteristiche, Gao et al. [20] suggeriscono 0.71. Considerando invece la possibile estensione dell'approccio Europeo alle barre in FRP, si valuta la deformazione media  $\epsilon_{sm}$  e la distanza media fra le fessure  $s_{sm}$ ; la ben nota formula per la deformazione media è:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (7)$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione nella barra,  $\sigma_{sr}$  è la tensione nella barra in corrispondenza della fessurazione,  $E_s$  il modulo di elasticità dell'acciaio,  $\beta_1$  (uguale a 1 per

aderenza migliorata) e  $\beta_2$  (uguale a 1 per carichi di breve durata) sono coefficienti di aderenza.

Altra formula nota è quella relativa alla distanza fra le fessure:

$$s_{sm} = 50 + k_1 k_2 \phi / \rho_r \quad [\text{mm}] \quad (8)$$

dove  $k_1$  (eguale ad 1 per aderenza migliorata) e  $k_2$  (pari a 1 per flessione) sono coefficienti di aderenza,  $\phi$  è il diametro delle barre,  $\rho_r$  è la percentuale geometrica di armatura nell'area effettiva di calcestruzzo teso.

Il confronto fra le formulazioni appena definite ed i risultati sperimentali è rappresentato nelle figure 10 ed 11, rispettivamente per le travi F1 ed F2.

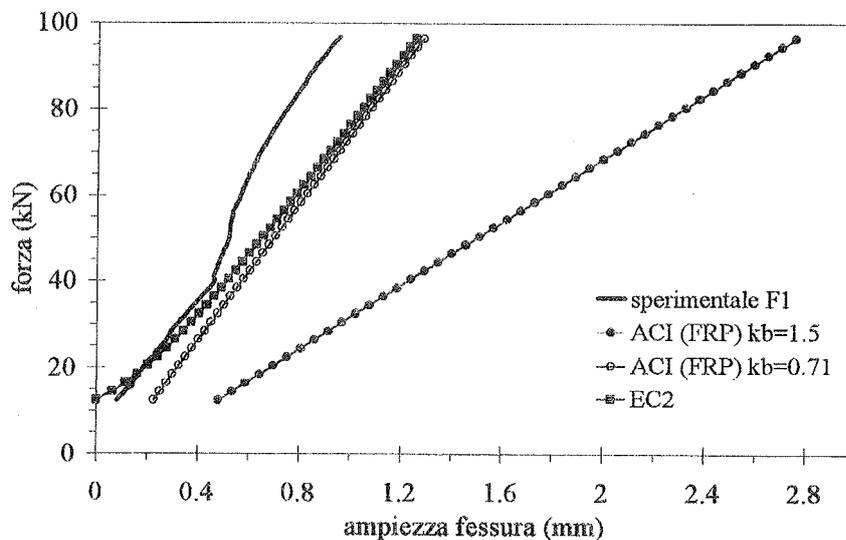


Fig. 10 : Diagramma forza - ampiezza della fessura per la trave F1; sperimentazione e codici normativi.

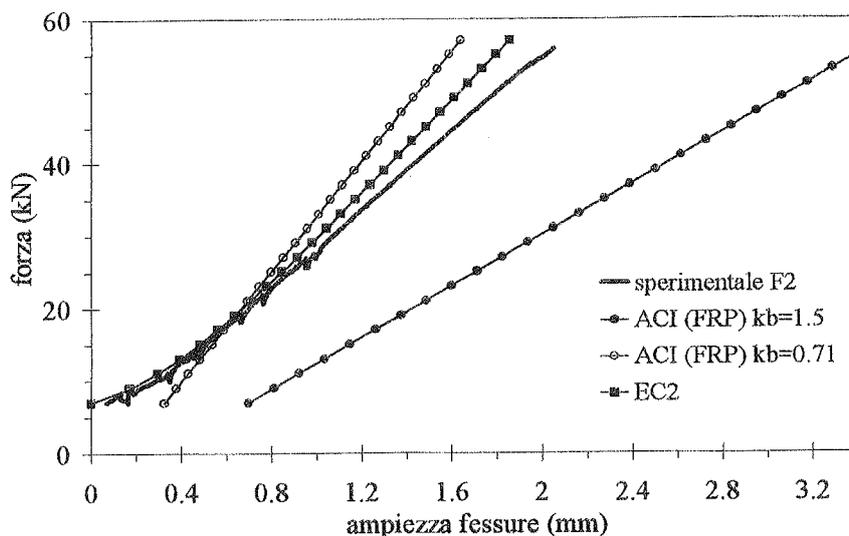


Fig. 11 : Diagramma forza – ampiezza della fessura per la trave F2; sperimentazione e codici normativi.

Le curve sperimentali sono caratterizzate da un brusco salto all'atto della fessurazione; il modello MGL coglie tale effetto, che invece non è prevedibile con la formulazione EC2.

Si osservi che se si assume  $k_b = 1.5$  nella formulazione ACI, l'ampiezza delle fessure viene ampiamente sovrastimata; viceversa il  $k_b=0.71$  fornisce un'adeguata previsione. Con riferimento all'EC2, la semplice estensione delle formule valide per barre in acciaio conduce a risultati in accordo con le sperimentazioni.

La formulazione dell'EC2 rende possibile anche il confronto sperimentale in merito alla distanza fra le fessure; l'equazione (8) fornisce 106 mm per la trave F1 e 148 mm per la trave F2, in ottimo accordo con i valori sperimentali (rispettivamente 100 mm e 145 mm).

## 5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'analisi dei risultati sperimentali sviluppati dagli autori ed il confronto con le indicazioni normative, effettuate tanto in condizioni ultime quanto di servizio, suggeriscono le conclusioni che seguono.

- L'ipotesi di conservazione delle sezioni piane è confermata anche nel caso di travi armate con FRP e per condizioni prossime alla rottura.

- La valutazione dell'effettivo valore della resistenza in trazione delle barre in FRP di travi inflesse è complessa e va ulteriormente studiata. Se si considera il valore sperimentale della resistenza delle barre, anche il metodo approssimato tipo "stress block" per il calcestruzzo e la modellazione elasto-fragile per

le barre in FRP sono sufficienti per prevedere il momento ultimo.

- Gli Stati Limite di Servizio condizionano fortemente la progettazione di travi armate con barre in FRP.

- La modellazione lineare dei materiali è sufficiente per valutare lo stato tensionale di calcestruzzo e barre in FRP, in corrispondenza del 30% del carico ultimo. La limitazione normativa alle tensioni di compressione nel calcestruzzo diviene fondamentale e va opportunamente quantificata.

- Il calcolo delle frecce può essere effettuato con le usuali formule dell'Eurocodice 2 o dell'ACI modificato; in quest'ultimo caso si deve assumere un valore  $\alpha=0.5$ .

- Per l'ampiezza delle fessure la formulazione ACI richiede un'accorta valutazione del coefficiente  $k_f$ ; mentre la formulazione EC2 per le barre in acciaio sembra adeguata anche per barre in FRP del tipo C<sup>TM</sup>-bar.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (1996). "Canadian highway bridge design code", Section 16, Fiber Reinforced Concrete.
- [2] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (1997). "Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials", Concrete Engineering Series N°23, Tokyo, Japan.

- [3] EUROCRETE (1998). "Modifications to NS3473 when using fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement", Cement and Concrete, Sintef, Trondheim, Norway.
- [4] COSENZA E., MANFREDI G., REALFONZO R. (1997). "Behaviour and Modelling of Bond of FRP Rebars to Concrete", Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol.1, No.2.
- [5] COSENZA E., MANFREDI G., PECCE M., REALFONZO R. (1999). "Bond between GFRP rebars and concrete: an experimental analysis", Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforce Concrete Structures (FRPR-CR), Baltimore, 31 October.
- [6] PECCE M., MANFREDI G., COSENZA E. (1998). "Experimental behaviour of concrete beams reinforced with glass FRP bars", Proc. 8<sup>th</sup> European Conference on Composite Materials, Naples, Italy.
- [7] COSENZA E., GRECO C., MANFREDI G., PECCE M. (1997). "Comportamento flessionale di solette armate con barre in Plastica Fibro-Rinforzata", vol.1, Atti delle Giornate AICAP '97, Roma.
- [8] MARSHALL INDUSTRIES COMPOITES Inc. (1996). "FRP C-Bar Reinforcing Rod", Technical Data.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Committee 318. (1996a). "Building Code Requirements for Reinforced concrete and Commentary", ACI 318-95, Detroit USA.
- [10] GRECO C., MANFREDI G., PECCE M., REALFONZO R. (1998). "Experimental analysis of bond between GFRP deformed rebars and concrete", Proc. 8<sup>th</sup> European Conference on Composite Materials, Naples, Italy.
- [11] MANDER J.B., PRIESTLEY M.J.N., PARK R. (1989). "Theoretical Stress-Strain Model of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No. 8.
- [12] GANGARAO H.V.S., VIJAY P.V. (1997). "Design of Concrete Members Reinforced with GFRP Bars", Proc. 3rd International RILEM Symposium: Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo Japan.
- [13] NANNI A., (1993). "Flexural Behaviour and Design of RC Members Using FRP Reinforcement", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.11.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Committee 440, (1996b). "State of art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures", ACI 440R-96, Detroit USA.
- [15] AL-SALLOUM Y.A., ALSAYED S.H., ALMUSALLAM T.H., AMJAD, M.A. (1996). "Evaluation of Service Load Deflection for Beams Reinforced by GFRP Bars", Proc., 2nd International Conference: Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canada.
- [16] THERIAULT M., BENMOKRANE B. (1997). "Effects of FRP Reinforcement Ratio and Concrete Strength on the flexural Behaviour of Concrete Beams", Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol.2, No.1.
- [17] DURANOVIC N., PILAKOUTAS K., WALDRON P. (1997). "Tests on concrete beams reinforced with glass fibre reinforced plastic bars", Proc. 3rd International RILEM Symposium: Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo Japan.
- [18] ABDALLA H., EL-BRADY M.M., RIZKALLA S.H., (1996). "Deflection of Concrete Slabs Reinforced with Advanced Composite Materials", Proc., 2nd International Conference: Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canada.
- [19] EUROCODE 2 (1992). "Design of Concrete Structures - Part 1- 1: General Rules and Rules for Buildings", ENV 1992-1-1.
- [20] GAO D., BENMOKRANE B., MASMOUDI R. (1999). "A Calculating method of Flexural Properties of FRP-Reinforced Concrete Beam. Part 1:Crack Width and Deflection", Journal of Composites for Construction, ASCE, (in print).

# EFFETTI DELLA CORROSIONE SULLA SICUREZZA DI ELEMENTI DI CEMENTO ARMATO

**Salvatore PERNO**

Funzionario Tecnico

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

**Zila RINALDI**

Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture

Dipartimento di Ingegneria Civile. Università di Roma "Tor Vergata".

**Claudio VALENTE**

Ricercatore

Dipartimento di Scienze, Storia dell'Architettura e Restauro. Università di Chieti "G. d'Annunzio".

**Livia PARDI**

Ingegnere

Centro Ricerche e Studi per i Lavori Autostradali. Autostrade S.p.A.

## SOMMARIO

La memoria presenta alcune indagini numeriche e sperimentali sull'influenza della corrosione dell'armatura sul comportamento a rottura di elementi di cemento armato inflessi. Vengono esaminate le conseguenze della corrosione sul comportamento dei materiali, in particolare sul legame costitutivo dell'acciaio, modificato in funzione di risultanze sperimentali su barre corrose, e su quello del calcestruzzo, dovuto al danno meccanico prodotto dalla corrosione stessa. Successivamente vengono discussi i risultati di uno studio, condotto per via numerica, sul comportamento a livello di sezione e delle riduzioni di duttilità che possono interessare gli elementi per fenomeni di corrosione localizzata.

## SUMMARY

The present work aims at analysing the influence of corrosion of steel reinforcement on the collapse behaviour of r.c. elements with flexure. The effects of corrosion on the behaviour of the constitutive materials, steel and concrete, are examined first. The constitutive parameters of the steel reinforcement are modified according to the outcomes of some experimental tests carried out on corroded bars, whereas the concrete behaviour is modified according to the mechanical damage caused by corrosion. Results obtained by numerical simulations and the effects of localised corrosion in reinforcement on the decrease of ductility are discussed.

## 1. INTRODUZIONE

In Italia ponti e viadotti, con particolare riguardo al settore della viabilità, sono in parte realizzati in cemento armato ordinario. L'esperienza maturata sul loro comportamento nel tempo ha evidenziato come una delle principali cause di deterioramento delle strutture sia dovuta ai fenomeni di corrosione cui va soggetta l'armatura. La corrosione, infatti, oltre a ridurre

direttamente il contributo dell'armatura per decremento delle sezioni, contribuisce all'aumento del degrado causando fessurazione e delaminazione nel calcestruzzo con evidenti conseguenze sull'aderenza. Questi aspetti evidenziano la necessità di disporre, accanto ad una costante sorveglianza delle opere, di metodi di valutazione del danno da corrosione al fine di stimare le capacità residue, in termini di prestazioni strutturali, e quindi di programmare gli interventi di manutenzione

per garantire la necessaria sicurezza.

Data l'importanza del problema e dei suoi risvolti economici, numerosi sono ormai in Letteratura gli studi relativi sia agli aspetti chimici della corrosione sia a quelli strutturali. È opportuno segnalare che, sebbene gli aspetti chimici siano ormai ben noti da tempo, modelli semplici ed affidabili relativi alle valutazioni del requisito di durabilità delle opere, anche per le nuove costruzioni, devono ancora essere messi a punto [1] visto anche il gran numero di variabili che caratterizzano sia i fattori ambientali sia i materiali impiegati, e che regolano il trasporto e la diffusione degli agenti corrosivi e dei prodotti della corrosione. Gli aspetti strutturali, i meno delineati del fenomeno, interessano fondamentalmente tre filoni di studio: la determinazione della vita di servizio, la valutazione della perdita di aderenza, e la stima della resistenza strutturale residua.

La vita di servizio della struttura, solitamente definita in termini temporali, viene fatta generalmente terminare con l'innescò della fessurazione nel calcestruzzo o addirittura, nelle ipotesi più cautelative, con l'innescò del fenomeno corrosivo. A partire dai lavori originali di Bazant [2], [3], numerosi sono stati gli sviluppi successivi e le verifiche sperimentali [4], [5]. Nonostante una certa dispersione dei risultati, appare però evidente che l'entità della corrosione, intesa questa come rapporto fra sezione persa per corrosione e sezione vergine, necessaria a produrre l'insorgere della fessurazione nel calcestruzzo, non supera qualche unità per cento per valori convenzionali del rapporto "diametro barra / spessore copriferro" e "diametro barra / interasse barre". Le variazioni di sezione risultano comunque dell'ordine delle tolleranze dimensionali previste dalle normative per le barre da cemento armato ordinario, non solo italiane, e presentano quindi scarsa rilevanza ai fini della valutazione della resistenza residua.

Per quanto attiene all'aderenza, i vari studi condotti hanno prevalente carattere sperimentale e salvo alcuni casi sono per lo più basati su prove tipo pull-out [6], [7], [8]. I risultati mostrano ampia dispersione anche a causa delle differenti condizioni di prova, soprattutto per quanto riguarda l'entità del confinamento (spessore di copriferro e staffatura presente [6]). Ciononostante, alcuni caratteri generali e di base possono essere sottolineati. Per bassi livelli di corrosione, comunque tali da non indurre fessurazione, l'aderenza può aumentare anche del 20-40% rispetto al caso di assenza di corrosione [8]; le curve forza - scorrimento si mantengono qualitativamente simili, indipendentemente dal livello di corrosione. Per livelli dell'ordine del 5% di perdita della sezione, anche in presenza di fessurazione del calcestruzzo, la resistenza per aderenza allo sfilamento si mantiene comunque superiore a quella di normativa di circa 1.5 volte [7], la perdita comunque può assumersi lineare con l'incremento di corrosione per penetrazioni d'attacco dell'ordine del millimetro cui corrisponde una perdita media del 50% [9]. Al momento le indicazioni fornite hanno per lo più carattere qualitativo e, oltre a segnalare il problema di uniformare le prove, pongono in evidenza la necessità di

una loro applicazione sistematica per una corretta modellazione dell'aderenza in presenza di fenomeni di corrosione.

La valutazione della resistenza residua di elementi inflessi è stata condotta sia per via teorica che sperimentale su travi di cemento armato per casi per lo più di flessione su quattro punti [10], [11]. Gli autori riscontrano, per la corrosione delle barre, un effetto rilevante sia sulla capacità portante ultima, sia sulla deformabilità. In particolare si trova [10] che, mentre per travi debolmente armate ( $\rho = 0.5\%$ ), il collasso è ovviamente legato a rottura dell'acciaio teso con significativa fessurazione del calcestruzzo, con maggiore percentuale di armatura ( $\rho = 1.5\%$ ) il collasso è legato, a corrosione avvenuta, a crisi della zona compressa (con espulsione del calcestruzzo di copriferro e possibile instabilità delle barre). Una riduzione del 26% sulla sezione comporta una riduzione di resistenza del 45% [10]. Valori non dissimili si trovano anche in [16] dove un decremento del 19% sulla sezione porta al 25% di riduzione di resistenza; gli stessi autori mostrano inoltre come tali valori non dipendano dal periodo di tempo intercorso tra la maturazione del calcestruzzo e l'inizio della corrosione.

Al fine di poter considerare il fenomeno della corrosione anche in fase di progetto [11] mostra come valori cautelativi della resistenza di calcolo per strutture corrose possano essere ottenuti impiegando gli stessi modelli proposti in sede normativa (EC2) per sezioni integre, modificando la sezione resistente al fine di tenere in conto l'area residua delle barre d'armatura ed eliminare il contributo del copriferro in zona compressa; sebbene il metodo proposto per la sua semplicità risulta essere promettente per un uso sistematico ai fini del controllo della sicurezza residua in termini di resistenza, è bene ricordare che una corretta valutazione della sicurezza deve tenere in conto altri importanti aspetti, primo fra tutti la duttilità residua, parametro di notevole rilevanza al quale, sorprendentemente, fanno cenno vari autori, senza mai però affrontarlo in termini quantitativi.

Scopo del presente lavoro è quello di fornire un contributo alla valutazione della sicurezza attraverso il controllo sia della resistenza sia della duttilità residua.

La memoria presenta un'analisi del comportamento a rottura di travi di cemento armato inflesse, condotta per via numerica ma basata su alcuni parametri derivanti da un'indagine sperimentale volta alla determinazione delle caratteristiche meccaniche di barre di armatura corrose.

Visto che l'obiettivo del lavoro è la stima degli effetti prodotti dalla corrosione, questo è l'unico parametro di degrado diretto considerato: vengono pertanto trascurati l'eventuale degrado diretto del calcestruzzo e la variazione delle sue proprietà meccaniche nel tempo che saranno invece oggetto di sviluppi futuri a raffinamento e controllo delle soluzioni trovate.

In via preliminare, vengono individuate le condizioni di trasferimento dei meccanismi di collasso da flessionale a tagliante, a causa della corrosione, per individuare l'ambito di validità dei risultati mostrati;

vengono poi valutate la resistenza e la duttilità a livello di sezione in funzione oltre che di caratteristiche geometriche, anche del rapporto di incrudimento e della deformazione ultima dell'acciaio, i due parametri di progetto, questi ultimi, più sensibili alla corrosione.

## 2. EFFETTI DELLA CORROSIONE

Dal punto di vista chimico, l'attacco corrosivo viene usualmente legato a fenomeni diffusi di carbonatazione, ai quali si fa generalmente seguire un attacco uniforme lungo la barra, e alla presenza di cloruri, cui si devono attacchi localizzati. Questo caso è ben più pericoloso del primo per l'aleatorietà che caratterizza la profondità dell'attacco a parità di quantità di materiale corrosivo.

La profondità di attacco media  $d$  [ $\mu\text{m}$ ] può essere stimata tramite la legge di Faraday se è nota la densità media di corrente di corrosione  $i_{\text{corr}}$  [ $\text{mA}/\text{m}^2$ ] nell'intervallo di tempo in anni  $\Delta t$  trascorso dall'istante di depassivazione delle armature:

$$d = 1.15 \cdot i_{\text{corr}} \cdot \Delta t \quad (1)$$

Espressioni della riduzione del diametro originale  $D_0$  in funzione del tipo di attacco sono state stimate in [9]:

$$D = D_0 - \alpha \cdot d \quad (2)$$

in cui il coefficiente  $\alpha$  vale 2 per attacco uniforme e da 4 a 8 per attacco localizzato. La relazione mostra, come è ovvio, che, specie per barre di diametro non piccolissimo, la corrosione uniforme ha scarso impatto nella riduzione della sezione resistente e soprattutto non altera in modo significativo il comportamento della barra; la corrosione localizzata, accrescendo la riduzione di sezione in tratti limitati, comporta una drastica riduzione di duttilità. Purtroppo tali aspetti non risultano ancora del tutto approfonditi e studiati in modo sistematico. Ad esempio in [15] è stato verificato sperimentalmente che in barre che presentano profonde vaiolature, con attacchi fino al 12% del diametro originario, si verifica una perdita di resistenza dell'ordine del 15% ed una perdita di deformazione ben maggiore fino al 38%. Altri lavori sperimentali [14] hanno rilevato risultati simili mostrando che, per perdite di sezione del 15 + 28%, si arriva a significative riduzioni dell'allungamento ultimo dell'ordine del 30 + 50%. Per l'importanza che tale problema riveste, anche in vista delle sua influenza sul comportamento di elementi strutturali, è apparso opportuno condurre una campagna di prove volte a determinare come si modificano, in presenza di corrosione, i parametri mediante i quali viene convenzionalmente rappresentato il comportamento di barre di armatura ai fini della progettazione. Attualmente sono in fase di esecuzione prove di trazione su ferri corrosi, prelevati da viadotti, messi a disposizione dalla Soc. Autostrade al fine di valutare l'influenza della corrosione sulla resistenza e duttilità delle barre. Le modalità di prova e i primi risultati ottenuti sono riportati in [12]; di seguito è illustrato un risultato campione con lo scopo di evidenziare gli aspetti di interesse ai fini del presente

lavoro, ma che per la sua rappresentatività viene utilizzato nelle considerazioni che seguono.

I campioni sono stati raggruppati in classi distinte per tipologia di barra e per funzione e posizione negli elementi strutturali; da ciascun campione sono quindi stati estratti per taglio i provini curando, per quanto possibile, l'omogeneità degli stessi in quanto a grado e distribuzione della corrosione. Per ciascun insieme così ricavato sono state condotte prove di trazione e costruite curve in cui la caratteristica meccanica di interesse è diagrammata in funzione del grado di corrosione convenzionalmente assunto come perdita media in sezione valutata sulla barra tonda liscia equipesante.

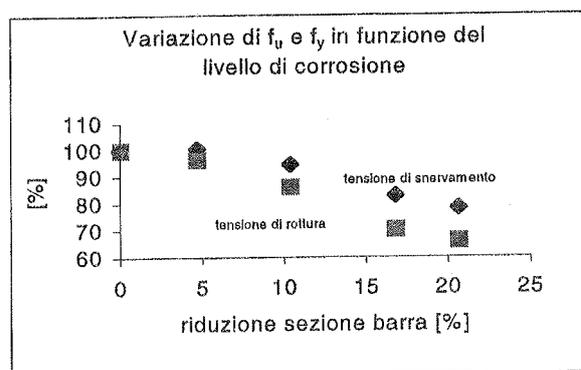


Fig.1

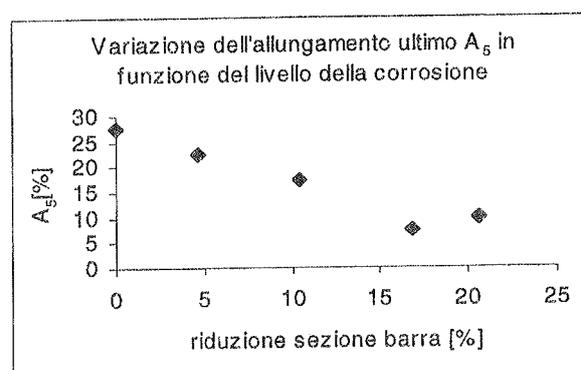


Fig.2

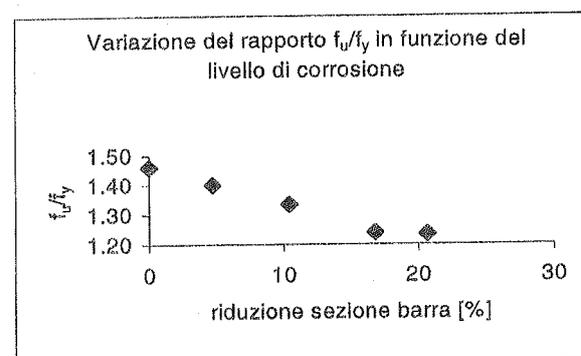


Fig.3

Le caratteristiche meccaniche considerate sono: la tensione di snervamento ( $f_y$ ), la tensione di rottura ( $f_u$ ), entrambe nominali, valutate cioè rispetto alla sezione intera, e l'allungamento a rottura ( $A_5$ ) valutato come da

normativa su base 5 diametri. Per omogeneità di confronto le tensioni dette sono state calcolate rispetto all'area della sezione integra.

I risultati sono diagrammati nelle figure da 1 a 3 per un campione di 5 ferri Ø8 (acciaio RUMI) prelevato in soletta.

Dall'analisi delle figure 1 e 2 appare confermata la riduzione delle caratteristiche meccaniche al crescere della corrosione. In particolare, mentre la diminuzione di resistenza presenta un gradiente non eccessivo, gradiente che soddisfa in tutti i casi la (2) per un valore di  $\alpha < 3.7$ , che quindi porterebbe a classificare la corrosione come prevalentemente "diffusa"; la riduzione dell'allungamento ultimo a rottura appare molto più significativa, raggiungendo valori superiori al 40% per una perdita di sezione pari al 20%.

In fig. 3 è inoltre diagrammato il rapporto di incrudimento  $f_u/f_y$ . L'andamento decrescente è legato ad una sovrastima del carico di snervamento, legata alle modalità di prova applicate a campioni a sezione non uniforme.

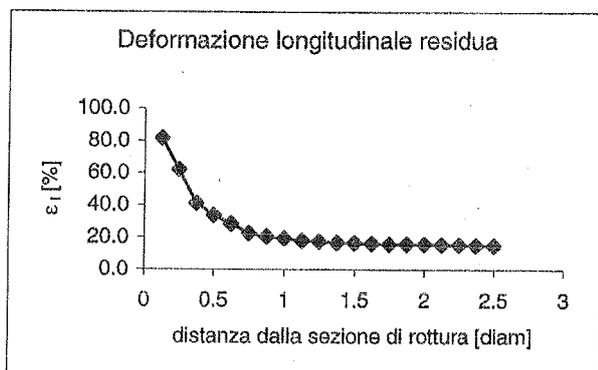


Fig.4

L'allungamento a rottura non risulta purtroppo di semplice determinazione sulla base della conoscenza della sola riduzione di sezione; nella realtà in una barra di diametro costante la deformazione misurata su una base di 5 diametri a cavallo della sezione di rottura è la media di deformazioni che, puntualmente, raggiungono valori ben maggiori: in fig. 4 ad esempio è riportato l'andamento, rilevato per via sperimentale, della deformazione residua misurata su base  $0.125\phi$  nell'intorno della sezione di rottura per una barra con  $A_5$  pari a 25%. Anche conoscendo tale andamento, si potrebbe risalire all'allungamento  $A_5$  della barra corrosa solo conoscendo puntualmente l'andamento delle variazioni di sezione, cosa non possibile in modo deterministico, in via preventiva, vista l'aleatorietà dell'attacco puntuale.

Comunque, al di là dei valori ottenuti, che, per il limitato numero di campioni al momento esaminati, non devono portare a facili generalizzazioni, tali esperienze forniscono chiare indicazioni circa l'effettiva influenza della corrosione sulla resistenza e principalmente sulla duttilità delle barre d'armatura, fenomeni entrambi preoccupanti in fase di analisi della sicurezza.

Anche se conseguenza indiretta della corrosione, nondimeno deve essere considerato il degrado meccanico del calcestruzzo. I prodotti della corrosione,

infatti, pur variando notevolmente composizione in funzione del pH della soluzione, dell'apporto di ossigeno e del contenuto di umidità del calcestruzzo, risultano sempre di densità inferiore a quella dell'acciaio e comportano quindi un processo espansivo con incrementi di volume pari anche a 6 volte quello iniziale [4]. Dal punto di vista meccanico, tale processo viene idealizzato tramite una pressione radiale crescente nel tempo situata all'interfaccia barra - calcestruzzo che ingenera stati di tensione nel calcestruzzo tali da raggiungere in alcuni punti il limite di resistenza a trazione e generare quindi fessurazione.

Le zone di calcestruzzo interessate da questo fenomeno sono quelle corticali e di spessore assunto in genere di profondità pari a due volte lo spessore del copriferro, mentre la morfologia dei quadri fessurativi varia considerevolmente e dipende dal confinamento esercitato dal copriferro in relazione all'interasse e al diametro delle bare d'armatura. Simulazioni numeriche piuttosto raffinate mostrano comunque che delaminazioni sono possibili anche in presenza di interassi elevati [5]. Tale ipotesi appare pertanto cautelativa per la sezione resistente residua di calcestruzzo ai fini delle analisi di sicurezza strutturale e come tale sarà impiegata nel seguito.

### 3. INFLUENZA DELLA CORROSIONE SUI CAMPI DI ROTTURA

Gli elementi in c.a. possono presentare, in funzione delle tipologie di carico e delle caratteristiche geometriche e di armatura, differenti modalità di crisi, legate alla flessione, al taglio o alla loro combinazione.

La corrosione, modificando alcune caratteristiche della sezione e dell'armatura, può portare a variazioni nelle modalità di rottura, di cui occorre tenere conto nella valutazione della capacità residua delle membrature. In questo studio, le analisi verranno effettuate con riferimento alla rottura per flessione e quindi, al fine di garantire tale condizione anche in presenza di un assegnato grado di corrosione, è stato necessario eseguire un'indagine parametrica preventiva, mirante alla determinazione delle modalità di crisi al variare dei fattori generalmente influenzati dall'aggressione chimica. Le valutazioni, qui riportate come esempio, sono state eseguite con riferimento a travi il cui schema è riportato in fig. 5, e la cui geometria è stata assegnata anche sulla scorta della disponibilità della Soc. Autostrade per una loro realizzazione al fine di condurre una campagna sperimentale.

Le modalità di crisi e le caratteristiche ultime dell'elemento sono state valutate al variare della percentuale di armatura tesa ( $A_s$ ), della distanza dagli appoggi dei punti di applicazione delle forze ( $a$ ) e della percentuale di armatura trasversale. I calcoli sono stati condotti allo stato limite ultimo secondo EC2 senza però tenere in conto alcun coefficiente di sicurezza e considerando per i materiali le resistenze effettive pari ai loro valori caratteristici.

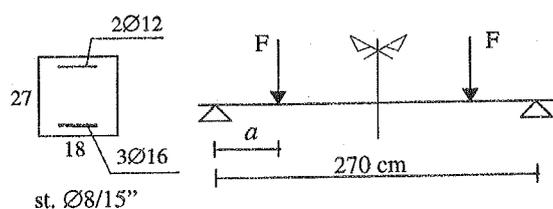


Fig. 5- Schema di calcolo

Al calcestruzzo è stato assegnato  $R=30 \text{ N/mm}^2$  mentre l'acciaio, (FeB 44k), è schematizzato con un legame elasto-plastico nelle ipotesi che la deformazione ultima  $\epsilon_u^s$  sia pari al 10‰ (secondo normativa italiana), o superiore (20‰ e 50‰). Per quanto attiene alla quantità di armatura, mentre quella compressa è stata assunta costante, quella tesa è stata fatta variare per esaminare vari casi per differenti armature e vari livelli di corrosione. Le analisi sono state effettuate sia in assenza di armatura trasversale, condizione che si verifica spesso nelle solette, sia in presenza di staffe; la resistenza ultima a taglio è stata valutata utilizzando il metodo standard. Nello studio del comportamento a rottura per flessione è stato tenuto in conto sia il valore del momento ultimo sia il campo in cui si verifica la crisi (collasso imputabile al raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo, nell'acciaio, o in entrambi).

L'indagine parametrica ha in effetti interessato un campo di variazione delle armature longitudinali e trasversali piuttosto ampio ma, per i fini qui perseguiti, si ritiene sufficiente presentare solo alcuni risultati. In particolare appare indicativo rappresentare il legame tra la forza  $F_u$  che comporta il raggiungimento del collasso e la sua distanza dagli appoggi. I valori diagrammati si riferiscono ai casi di assenza di corrosione e di aggressione chimica tale da provocare una riduzione di sezione delle barre tese del 23% (variazione di due millimetri sul diametro, con riduzione conseguente da Ø16 e Ø14) ed una perdita di armatura trasversale pari a circa il 44% (riduzione del diametro da Ø8 e Ø6).

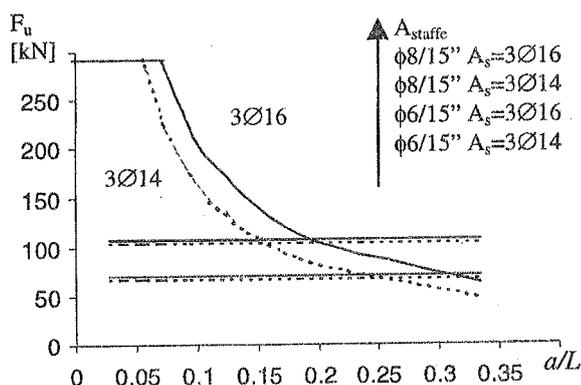


Fig. 6 Influenza della corrosione sulle modalità di rottura

Il carico ultimo presenta un andamento iperbolico, delimitato superiormente da un tratto a valore costante legato alle limitazioni dovute al taglio resistente portato dalle bielle di cls ( $V_{Rd2}$ ). Le limitazioni connesse alla crisi per taglio delle armature trasversali presentano andamento quasi costante, con valori crescenti al crescere dell'area di staffe, e dipendenti, seppure ovviamente in modo quasi trascurabile, dall'armatura longitudinale presente.

Si noti come la rottura per flessione nel caso di armatura trasversale e longitudinale corrosa sia garantita solo per rapporti  $a/L \geq 0.24$  mentre per il caso di armature integre, è sufficiente che  $a/L \geq 0.18$ . Tale differenza si acuisce maggiormente nel caso in cui non vi sia decadimento del taglio resistente per corrosione, caso frequente, come già detto nelle solette.

#### 4. INFLUENZA DELLA CORROSIONE SULLA RESISTENZA E SULLA DUTTILITA'

I criteri di progettazione attuali si basano, come è noto, su considerazioni legate al controllo, principalmente, del requisito di resistenza, nel rispetto di alcune limitazioni atte a garantire una sufficiente duttilità delle strutture e nella supposizione che queste non subiscano alcun decadimento durante l'intero arco della loro vita utile. In effetti tale auspicabile condizione non è sempre verificata e le variazioni delle caratteristiche meccaniche e geometriche, legate al fenomeno della corrosione, possono modificare sostanzialmente il comportamento strutturale.

Al fine di indagare tale aspetto e fornire alcune indicazioni sulla sensibilità alle aggressioni chimiche di differenti tipologie di sezioni in c.a., è stata eseguita una indagine parametrica sull'elemento di riferimento precedentemente definito, al variare dei seguenti parametri:

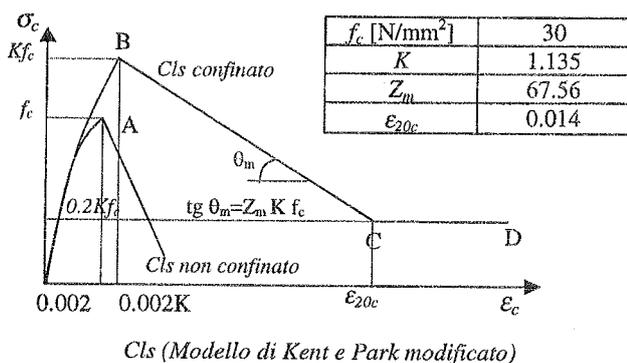
- Percentuale di armatura longitudinale tesa ( $A_s = 0.4 + 1.5\%$  della sezione geometrica,  $A'_s = 0.5A_s$ );
- Percentuale di armatura compressa ( $A'_s = 25+100\%$  di  $A_s$ ;  $A_s = 3\text{Ø}16$ );
- Rapporti dimensionali della sezione  $b/h$  a parità di area totale;
- Caratteristiche degli acciai (valori corrispondenti alle classi L, M, H, definite negli eurocodici).

Le analisi sul comportamento di sezione sono state condotte per deformazione imposta crescente fino al raggiungimento dei valori ultimi, siano essi nell'acciaio o nel calcestruzzo, e trovando per ciascun passo di deformazione la sollecitazione di momento flettente corrispondente. Si suppone inoltre che sia sempre garantito un comportamento a rottura di tipo flessionale sulla scorta delle considerazioni precedentemente svolte.

I legami costitutivi utilizzati per caratterizzare i materiali sono riportati in fig.7.

Per la molteplicità degli effetti provocati dall'aggressione chimica e poiché questi coinvolgono le caratteristiche geometriche e meccaniche di entrambi i materiali, non risulta possibile definire in modo univoco un parametro che sia indice sintetico di danno in grado di definire l'entità degli effetti della corrosione, con riferimento a tutti i fenomeni ad essa collegati.

Il livello di corrosione è comunemente considerato sulla base della perdita di diametro delle barre, ma tale fattore (denominato nel seguito  $A_1$  e riferito nelle considerazioni che seguono ad una variazione costante di diametro pari a 2mm), seppur significativo per la valutazione delle variazioni di resistenza, non fornisce sempre corrette indicazioni sulle variazioni di duttilità.



Cls (Modello di Kent e Park modificato)

Acciaio

Fig.7 - Legami costitutivi dei materiali

Una semplice riduzione di diametro delle armature, condurrebbe in generale ad un incremento di duttilità, inteso come incremento della curvatura ultima, ma tali previsioni possono essere errate se si tiene conto delle variazioni dell'allungamento ultimo e del rapporto di incrudimento di cui prima si è trattato. Sulla base di queste considerazioni appare opportuno introdurre un secondo fattore ( $A_2$ ) legato alla corrosione ma che, unitamente alla diminuzione del diametro (della stessa entità di  $A_1$ ), tenga conto della riduzione delle suddette caratteristiche (riduzione dell'11% di  $f_u/f_y$  e del 40% dell'allungamento  $\epsilon_u$ ). Sono stati, infine, considerati attraverso un terzo fattore B, oltre agli effetti di cui al fattore  $A_2$ , altre conseguenze indotte dalla corrosione quali la delaminazione del copriferro e la riduzione di confinamento nel cls compresso dovuto al deterioramento delle armature trasversali (riduzione di diametro da 8 a 6 mm). I risultati ottenuti dallo studio delle sezioni corrose introducendo questi 3 fattori, al variare delle caratteristiche geometriche e meccaniche

prescelte, posti in relazione al comportamento dell'elemento di riferimento non soggetto ad aggressione chimica, sono riassunti nelle figg. 8, 9, 10 e 11. Ogni figura si compone, a sua volta di quattro grafici di cui ciascuno illustra l'influenza dei tre fattori detti ( $A_1$ ,  $A_2$  e B), sulle variazioni di resistenza o di duttilità al variare del parametro considerato ( $A_s$ ,  $A'_s$ ,  $b/h$  e L-M-H). Le variazioni di resistenza e di duttilità sono mostrate sia in valore assoluto rispetto al caso di riferimento integro (indicato nei grafici con la lettera R) che come variazione percentuale rispetto a quest'ultimo (pertanto non presente nei grafici). La resistenza è misurata dal momento ultimo della sezione ( $M_u$ ), mentre la duttilità è misurata dalla corrispondente curvatura ultima ( $\chi_u$ ). Si noti che valori percentuali negativi indicano genericamente una perdita, mentre valori positivi indicano un guadagno, quindi ad esempio variazioni percentuali positive di curvatura indicano un incremento di duttilità della sezione.

In tali grafici, inoltre, sono riportate le modalità di rottura attese: in particolare i simboli pieni sono relativi al raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo mentre quelli vuoti si riferiscono alla crisi dell'acciaio.

Qui di seguito viene discussa brevemente l'influenza dei parametri trattati. Per semplicità di discussione si preferisce in questa sede far riferimento a valori di momento ultimo e curvatura ultima non normalizzati.

#### - Variazione di armatura longitudinale tesa

La percentuale di armatura tesa è stata presa in conto come primo fattore, considerando una sua variazione fra 0.4% all'1.5% della sezione di calcestruzzo; in ciascun caso l'armatura compressa è stata posta pari al 50% di quella presente in trazione. Ovviamente l'incremento di acciaio in trazione conduce sempre ad un aumento di momento ultimo, mentre la corrosione provoca in ogni caso una riduzione di capacità portante. Tale effetto risulta leggermente superiore nelle travi debolmente armate, ma i valori variano in funzione dei fattori considerati. Con  $A_1$  si possono verificare riduzioni massime di momento ultimo dell'ordine del 20%, tali valori salgono fino al 30% e al 40% per  $A_2$  e B, rispettivamente. L'andamento della curvatura ultima, invece, non è sempre prevedibile a priori, in quanto legata alle possibili variazioni della modalità di crisi. Nella sezione non corrosa, al crescere dell'armatura tesa si verifica il passaggio da una rottura duttile legata all'acciaio, ad una di tipo più fragile dovuta al calcestruzzo. Ciò comporta che mentre nel primo caso l'aumento di armatura longitudinale, essendo fissata la deformazione nell'acciaio, pari a quella ultima, conduce ad un abbassamento dell'asse neutro, e quindi ad un incremento di curvatura ultima, nel secondo caso si verifica la condizione opposta. Se la corrosione è espressa attraverso il fattore  $A_1$  le modalità di rottura si presentano sostanzialmente analoghe al caso di sezione integra, ma a causa della riduzione di diametro è più ampio il campo relativo alla rottura dell'acciaio. Finché la crisi è dettata dall'acciaio sia nella sezione integra che in quella corrosa, la riduzione di diametro dettata da  $A_1$  comporta una leggera diminuzione di curvatura ultima,

legata all'innalzamento dell'asse neutro. In corrispondenza dell'armatura tesa pari a circa 0.8% si verifica un trasferimento di modalità di rottura dal calcestruzzo nella sezione integra all'acciaio nella sezione degradata, con relativo incremento di curvatura. Per travi fortemente armate entrambe le sezioni mostrano comportamenti "fragili", ma il minor diametro nella sezione corrosa fa sì che la riduzione di curvatura ultima, al crescere delle barre in trazione risulti meno accentuata rispetto a quella relativa alla sezione integra.

Se la corrosione è valutata con  $A_2$ , la rottura si verifica sempre per raggiungimento delle condizioni ultime nell'acciaio ma, a causa del ridotto valore di allungamento legato a tale fattore, l'aumento di curvatura che dovrebbe verificarsi al crescere dell'armatura tesa è praticamente trascurabile.

Appare dunque evidente che l'effetto della corrosione relativa ad  $A_2$ , si risente maggiormente per sezioni debolmente armate, in cui, essendo la modalità di crisi legata all'acciaio sia in condizioni integre che degradate, la riduzione di diametro e soprattutto quella di allungamento ultimo, provocano una diminuzione di curvatura ultima. Tale riduzione presenta il suo massimo valore (pari a circa il 40%) in corrispondenza dell'armatura che segna il passaggio tra le due modalità di rottura. Gli effetti del degrado vanno quindi smorzandosi per alte percentuali di armatura in quanto il comportamento sempre più "fragile" della sezione integra compensa la riduzione di caratteristiche dell'acciaio nella sezione corrosa che continua a mostrare un comportamento "duttile".

come gli effetti della corrosione legati al fattore B si risentono maggiormente per sezioni fortemente armate, raggiungendo diminuzioni di curvatura ultima anche superiori al 60%.

- *Variazione di armatura longitudinale compressa*

L'armatura in compressione è stata fatta variare dal 25% al 100% rispetto a quella in trazione fissata pari all'1.2% della sezione di calcestruzzo.

Gli effetti della corrosione  $A_1$  ed  $A_2$  sulla resistenza si risentono maggiormente in sezioni armate simmetricamente, raggiungendosi riduzioni percentuali massime di momento flettente ultimo variabili dal 25% ( $A_1$ ) al 30+40% ( $A_2$ ). La curva B mostra tendenza contraria alle precedenti, con valori minimi in corrispondenza del 100%, ma appare poco dipendente dalla variazione di armatura in compressione.

Le entità delle variazioni di curvatura dovute alla corrosione si presentano fortemente correlate al fattore esaminato. Ancora una volta le differenze riscontrabili possono essere motivate analizzando in dettaglio le modalità di rottura delle sezioni. Nell'elemento non corrosivo, si raggiunge la deformazione ultima nel calcestruzzo compresso, e dunque al crescere di  $A'_s$ , si alza l'asse neutro e si verifica un incremento di curvatura ultima. In corrispondenza del massimo valore ipotizzato, 100%, la rottura è dovuta all'acciaio e quindi è presente ancora un incremento di curvatura. Quando la corrosione è espressa da  $A_1$ , le modalità di rottura sono esattamente analoghe al caso precedente, ma la riduzione di diametro fa sì che la curvatura ultima raggiunta sia superiore al caso di sezione non corrosa. Solo per  $A'_s=100\%$  caso nel quale si verifica la crisi nell'acciaio anche per la sezione integra, una riduzione di armatura non comporta benefici in termini di curvatura ultima. Da quanto illustrato, la corrosione, se esprimibile con  $A_1$ , porterebbe effetti positivi in termini di duttilità.

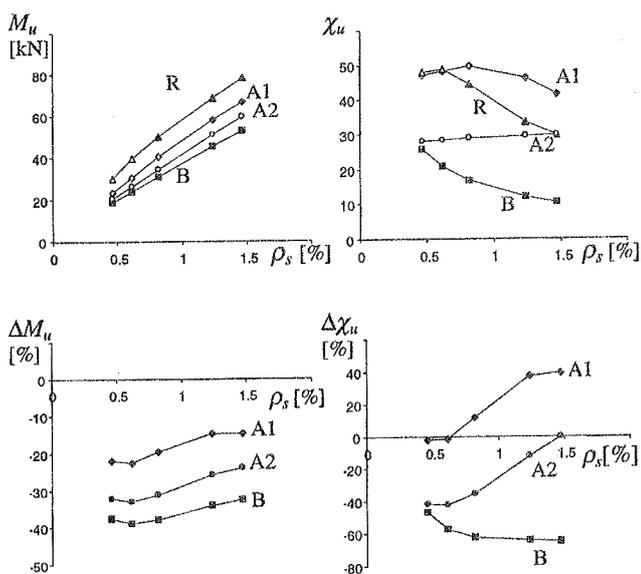


Fig.8 Influenza della variazione di  $A_s$

Con riferimento al fattore B, invece, per ciascun valore di armatura tesa considerata, la crisi è sempre imputabile al calcestruzzo. Al crescere di  $A_s$ , dunque, essendo costante la deformazione al lembo compresso, pari a quella ultima, si abbassa l'asse neutro, e quindi si riduce la duttilità. Tale fenomeno, posto a confronto con il comportamento della sezione non corrosa, spiega

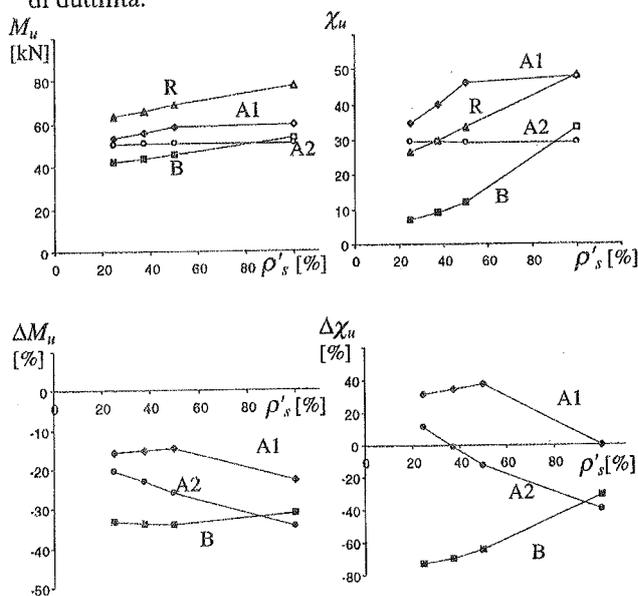


Fig.9 Influenza della variazione di  $A'_s$

Tale favorevole situazione è però illusoria, con riferimento ad  $A_2$ , infatti, ancora una volta la crisi è sempre imputabile all'acciaio per qualunque valore di  $A'_s$ .

La curvatura ultima dovrebbe quindi decrescere all'incrementarsi delle barre in compressione (per la diminuzione di profondità dell'asse neutro), ma per i motivi già illustrati, tale variazione è trascurabile.

Appare dunque evidente che per valori di armatura compressa inferiori a circa il 30% si può verificare incremento di duttilità nella sezione corrosa per il prevalere di una modalità di crisi di tipo "duttile" rispetto alla sezione integra. Per armature in compressione superiori ed il passaggio nella sezione non corrosa a crisi dell'acciaio, risulta preponderante la riduzione di diametro e di caratteristiche ultime e si verifica una perdita di curvatura ultima che raggiunge il valore massimo del 40% in corrispondenza del 100% di armatura compressa.

Con riferimento al fattore B, la crisi è legata al calcestruzzo, con eccezione del caso di armatura simmetrica (100%). L'andamento delle curvature ultime si presenta, dunque, analogo al caso di sezione integra, naturalmente con valori molto ridotti dovuti alla delaminazione e alla riduzione del confinamento. Per effetto di tale tipo di corrosione, la variazione percentuale di curvatura ultima si presenta massima in corrispondenza di bassi valori di armatura in compressione.

*- Variazione del rapporto dimensionale b/h*

La sensibilità alla corrosione in relazione alla geometria della sezione è stata valutata sulla base della variazione del rapporto tra base ed altezza a parità di area. In tal modo è sempre tenuta costante la stessa percentuale di armatura, posta pari a quella della sezione di riferimento.

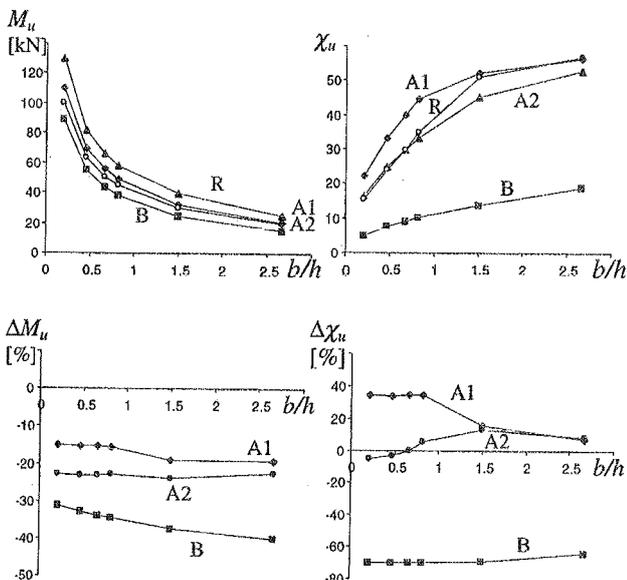


Fig.10 Influenza della variazione di b/h

La capacità portante si riduce ovviamente in modo fortemente non lineare al crescere del rapporto b/h,

mentre viceversa si verifica un incremento di curvatura ultima sia per la sezione integra che per quelle corrose in relazione ai tre indici considerati.

In termini di resistenza, gli effetti della corrosione dettata  $A_1$  e  $A_2$  sono poco sensibili alla variazione di geometria. Solo considerando la curva B si verificano riduzioni di momento ultimo variabili dal 30% al 40% al crescere della base della sezione.

In termini di duttilità, sono riscontrabili, ancora una volta, differenze di comportamento legate ai fattori di corrosione adottati. Nel caso  $A_1$ , la corrosione sembrerebbe sempre benefica per la duttilità della sezione, fornendo incrementi di curvatura ultima, che per travi alte raggiungono valori poco al di sotto del 40%. Mentre il fattore  $A_2$ , può ancora condurre ad incrementi di curvatura ultima, con valore massimo, pari a circa il 10%, in corrispondenza di  $b/h = 1.5$ , solo il fattore B fornisce preoccupanti riduzioni di tale caratteristica (circa il 70%), quasi indipendentemente dalla geometria.

*- Variazione delle caratteristiche degli acciai*

L'uso di barre di armatura poco duttili (L) può essere particolarmente pericoloso in strutture soggette a corrosione, non tanto ai fini della valutazione della resistenza locale (la riduzione di momento appare poco dipendente dalla qualità di acciaio per i tre fattori) quanto in termini di capacità rotazionali.

La curvatura ultima della sezione integra e di quella corrosa (fattore B) non sembrano sensibili alle differenti qualità di acciaio, in quanto la rottura è sempre dovuta al calcestruzzo. Diverso, invece, si presenta il comportamento della sezione relativamente ad  $A_1$  e  $A_2$ . Nel primo caso, solo per acciai di classe L la rottura è dovuta al raggiungimento della deformazione  $\epsilon_{su}$ , che essendo piuttosto ridotta produce limitati livelli di curvatura.

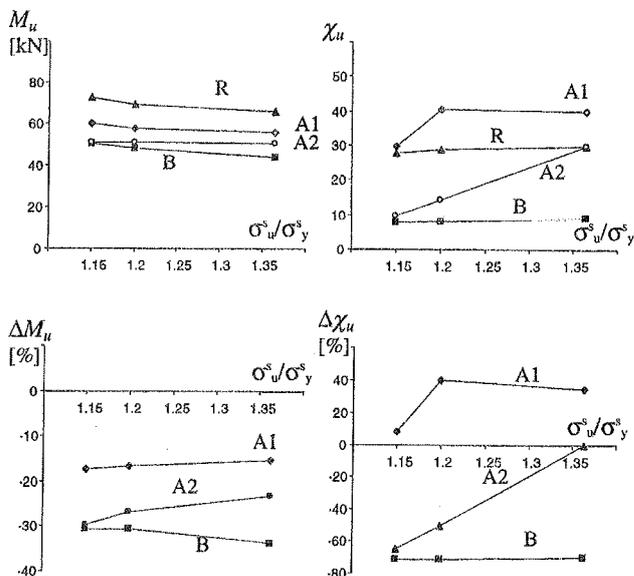


Fig.10 Influenza della variazione delle caratteristiche dell'acciaio

L'uso di qualità H e M fa variare la modalità di rottura della sezione, e quindi la curvatura ultima risulta quasi indipendente dalle caratteristiche degli acciai.

Se la corrosione è espressa con  $A_2$ , la crisi è sempre dovuta all'armatura e dunque diventano fondamentali, ai fini della valutazione delle curvature ultime, le proprietà che definiscono la duttilità degli acciai. L'incremento di curvatura, espresso in termini di rapporto di incrudimento, che si verifica passando dalla una classe L a quella H risulta pressoché lineare.

Sulla base degli andamenti illustrati, il confronto tra sezioni danneggiate e non, mostra che la corrosione espressa dal fattore  $A_1$  risulta ancora una volta benefica per la duttilità della sezione, in particolare per acciai mediamente duttili. Il fattore  $A_2$  evidenzia, invece, come sezioni armate con acciai poco duttili possano essere particolarmente sensibili alla corrosione con riduzioni di curvatura ultima pari a circa il 70%. Lo stesso valore di riduzione si verifica indipendentemente dalla qualità degli acciai, quando si adotta il fattore B.

## 5. CONCLUSIONI

Per quanto attiene ai risvolti strutturali del problema della corrosione nelle strutture di cemento armato, si deve osservare che danni significativi e tali comunque da essere ascrivibili fra le limitazioni alla vita utile della strutture sono per lo più legati ad attacchi corrosivi localizzati delle armature, di entità non trascurabile, che influenzano sia la resistenza sia la duttilità degli elementi; la presenza di carbonatazione degli strati superficiali del calcestruzzo non è di per sé sintomo di degrado significativo delle armature, degrado in generale sempre accompagnato da fenomeni di delaminazione ed espulsione del copriferro.

L'analisi della variazione del comportamento a flessione di travi di c.a., per l'intervento della corrosione delle armature, mostra quanto le modalità di rottura possano essere dipendenti dai fattori della corrosione stessa, al variare dei parametri geometrici della sezione e meccanici dei materiali.

Ciò comporta che l'azione della corrosione, e di questo si può valutare l'opportunità di tenerne conto fin dalla fase di progetto, può giocare un ruolo importante nella definizione del comportamento ultimo delle strutture, non solo in termini di verifiche di resistenza ma anche per il controllo del requisito di duttilità.

## 6. RICONOSCIMENTI

Il lavoro è parte di un più ampio studio oggetto della Convenzione "Studio per la stima dell'affidabilità delle grandi infrastrutture: Valutazione della capacità portante residua di ponti e viadotti come conseguenza di fenomeni di corrosione" tra il D.S.S.A.R. dell'Università "G. d'Annunzio" e Autostrade S.p.A.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB (1997) "New approach to durability design – An example for carbonation induced corrosion", *CEB Bulletin No. 238*.
- [2] Bazant Z.P. (1979) "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 105 (6), pp.1137-1153.
- [3] Bazant Z.P. (1979) "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Application", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 105 (6), pp.1155-1166.
- [4] Liu Y., and Weyers R.E. (1998) "Modelling the time to corrosion cracking in Chloride contaminated reinforced concrete structures", *ACI Materials Journal*, 95 (6), pp.675-681.
- [5] Dagher H.J. and Kulendran S. (1992) "Finite element modelling of corrosion damage in concrete structures", *ACI Structural Journal*, 89 (6), pp. 699-707.
- [6] Berra M., Castellani A., Ciccottelli S. e Coronelli D., (1995). "Effetto della corrosione delle armature sull'aderenza ferro – calcestruzzo: sperimentazione preliminare", *Atti del 7° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica in Italia, Siena, 25-28 settembre*, pp. 1175-1184.
- [7] Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basunbul I.A. and Rasheeduzzafar, (1990). "Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members", *ACI Structural Journal*, 87 (2), pp. 220--231.
- [8] Clark L.A. and Saifullah M. (1993) "Effect of corrosion on reinforcement bond strength", *Proc. of the fifth International Conference on Structural Faults and Repairs*, Edinburgh, June, pp. 113-119.
- [9] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J. (1995) "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement", *Int. Conference on Structural faults and repairs*, London.
- [10] Capozucca R., Cerri M., Mariotti A., Menditto G. "Behaviour of r.c. structures subject to reinforcement corrosion", *Proc. of the fifth International Conference on Structural Faults and Repairs*, Edinburgh, June,
- [11] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M. (1996) "Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures", *7<sup>th</sup> Int. Conference on Durability of Building Materials and Components*, Stockholm, 1996.
- [12] Valente C., Perno S., Rinaldi Z. (1999) "Studio per la stima dell'affidabilità delle grandi infrastrutture: Valutazione della capacità portante residua di ponti e viadotti come conseguenza di fenomeni di corrosione – Attività sperimentali", *Rapporto no. 3, Convenzione 8514, 28/4/98, DSSAR/UdA-Autostrade*.
- [13] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M. (1996) "Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement", *Int. Congress "Concrete in Service Mankind"*; Dundee, UK.

- [14] Andrade C., Alonso C., Garcia D., Rodriguez J. (1991). "Remaining lifetime of reinforced concrete structures: effect of corrosion on the mechanical properties of steel", *International Conference on Life Prediction of Corridible Structures*, Cambridge, UK.
- [15] Uomoto T., Misra S. (1988). "Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars takes place", *ACI Special Publication SP-109*, pp. 127-145.
- [16] Mangat P.S., Elgarf M.S. (1999). "Flexural strength of concrete beams withcorroding reinforcement", *ACI Structural Journal*, 96 (1), pp. 149-158.

## LE INNOVAZIONI TECNOLOGICHE E L'ESTETICA NEI PONTI IN C.A.P.

**Mario Paolo PETRANGELI**

Università "La Sapienza"  
ROMA

### SOMMARIO

Nei ponti, forse più che in ogni altra struttura civile, la forma è condizionata dagli aspetti tecnologici e costruttivi. Nella memoria si ripercorre brevemente la storia dei ponti in c.a.p. che si è svolta tutta nella seconda metà del '900, mostrando la stretta correlazione che vi è tra metodologie costruttive, tecnologie dei materiali ed estetica di queste opere. Partendo da queste analisi si possono tentare ipotesi sugli scenari futuri.

### SUMMARY

The structural form of the bridges, probably more than for any other civil structure, is strongly influenced by technology and construction equipment. The paper summarise the p.c. bridges history, developed during the second half of our century, showing how the aesthetic of these structures is deeply related to the construction procedures as well as to the materials: this survey enables us to try to make hypothesis for the future.

### 1. PREMESSA

I ponti fanno parte di quelle opere dell'ingegneria civile che potremmo definire "essenziali", volendo con ciò indicare che la loro forma scaturisce essenzialmente dalla funzione che devono assolvere, diversamente da altri manufatti in cui le stesse prestazioni possono essere ottenute con forme affatto diverse o con l'aggiunta di elementi d'arredo, la cui scelta può quindi essere influenzata da considerazioni prevalentemente estetiche.

Ciò naturalmente non vuol dire che non si possa parlare di "estetica dei ponti", anche se a questo proposito si registrano opinioni molto diverse tra i vari soggetti interessati.

Una analisi che appare ancora oggi pienamente condivisibile è quella fatta da Tassios nel congresso dello IABSE di Vienna nel 1980 ove poneva al primo posto la compatibilità della forma e della sostanza, indicando due linee guide per raggiungere l'obiettivo: la chiarezza delle funzioni, da inviare come messaggio a chi guarda, e la sincerità nell'uso dei materiali.

Questa essenzialità comporta una forte dipendenza della forma dei ponti dai materiali e dalle tecnologie disponibili per la loro realizzazione: l'arco ha regnato

incontrastato per circa due millenni, essendo la muratura l'unico materiale disponibile; l'ottocento è stato il secolo dell'acciaio, essendosi di fatto realizzati, in questo periodo, pressochè tutti gli schemi consentiti da questo nuovo materiale; il novecento è stato il secolo dei ponti in calcestruzzo.

E proprio i ponti in calcestruzzo, ed in particolare quelli in c.a.p., sono quelli che più hanno evoluto la loro forma via via che si mettevano a punto nuove tecniche costruttive.

Qui di seguito si cerca di cogliere gli aspetti salienti di questa evoluzione, e delle degenerazioni che a volte ne sono derivate, al fine di trarne lezioni per il presente ed ipotesi per il futuro.

### 2. LE TECNICHE DI COSTRUZIONE

#### 2.1 La prefabbricazione a travi

Anche se, come è noto, l'origine del c.a.p. può farsi risalire agli inizi del '900, il suo uso sistematico nel campo dei ponti si ha solo a partire dagli anni '50.

Nella prima metà del secolo, infatti, le realizzazioni più importanti sono in cemento armato ordinario

utilizzato ancora per schemi ad arco, peraltro di forma modificata rispetto ai tradizionali ponti in muratura a tutto sesto: il nuovo materiale, capace di resistere a trazione, consente di assorbire le azioni flessionali che si hanno nelle forme più snelle ed eleganti degli archi ribassati ( Ponte Risorgimento di Hennebique a Roma, il ponte Salgina di Maillart in Svizzera etc ).

Tutti questi ponti sono stati costruiti su centina e quindi erano comunque opere singolari, cioè "pezzi unici".

Il precompresso ha consentito fin dalle sue primissime realizzazioni ( ponti sulla Marna di Freyssinet degli anni '40 ) la prefabbricazione, e ciò grazie ai pesi ridotti ed alla possibilità di solidarizzare elementi in calcestruzzo ( conci ) costruiti fuori opera.

Il concetto di *opera singolare* ha ceduto il passo a quello di *prodotto industriale*, anche perché negli anni sessanta si è avviato in tutta Europa il gigantesco programma di sviluppo della rete autostradale che ha comportato la realizzazione di viadotti molto lunghi da costruirsi a basso costo ed in poco tempo.

L'arco ha ceduto il posto al sistema trilitico costituito da travi e pilastri il cui uso sistematico, in Italia, ha portato a modifiche drammatiche del paesaggio. Infatti il limite di 40-45 m imposto dai carri varo alla lunghezza delle travi ha comportato luci massime che, anche dotando le pile di sbalzi, potevano arrivare a valori dell'ordine di 60 m.

Nello stesso periodo furono perfezionate le cassaforme rampanti, che hanno consentito la costruzione di pile di notevole altezza, anche molto superiore ai 60 m di cui si è detto, purché a sezione costante o debolmente variabile.

L'accoppiamento pile alte-luci limitate ha portato a risultati certamente non soddisfacenti sia dal punto di vista estetico che gestionale. Molto spesso, infatti, le travate erano semplicemente appoggiate e ciò comportava un elevato numero di giunti, con tutti i problemi ben noti.

Queste brutte opere erano anche frutto di un errore concettuale frequente all'epoca, e cioè che il ponte si vedesse "di prospetto", così come si disegnava.

In realtà un ponte, data la sua lunghezza, si vede sempre con una certa angolazione e quindi spesso le pile sono divenute le quinte di un impenetrabile muro di cemento.

Le nuove tecniche di rappresentazione consentite oggi dai potenti programmi di grafica disponibili, dovrebbero limitare questo tipo di errori.

Attualmente questo schema è ancora utilizzato ma, salvo casi isolati, con le seguenti limitazioni: (i) le travi prefabbricate, spesso a forma di cassone, vengono rese continue in opera, quantomeno a livello di soletta; (ii) l'altezza delle pile è relativamente modesta in modo da non risultare mai superiore alla luce delle campate; (iii) spesso si usano gusci prefabbricati quali elementi di

finitura di bordo che consentono di addolcire le forme spigolose degli impalcati.

Questi gusci, inoltre, proteggono le travi di bordo dall'aggressione diretta delle acque meteoriche, spesso inquinate, e consentono, in zone urbane, il passaggio di cavi e servizi.

## 2.2 La costruzione a sbalzo per conci successivi

Già dalla fine degli anni cinquanta, quindi parallelamente allo sviluppo delle travi prefabbricate, si sviluppava in Germania, principalmente per opera di Finsterwalder, la costruzione a sbalzo con conci gettati in opera.

Questa tecnica ha eliminato il vincolo sulle luci massime imposto dai carri varo, arrivandosi già alla fine degli anni sessanta a superare luci di 100-150 m e quindi, oltre che soddisfare requisiti prestazionali quali la navigabilità etc, ha consentito rapporti molto più armoniosi nel caso di pile alte.

Le fasi costruttive, peraltro, costringono a portare il peso proprio dell'impalcato ( che sulle grandi luci può superare l'80% del totale ) su un poco favorevole schema a mensola. Ciò ha avuto una evidente conseguenza sulla forma della travata, ora a sezione fortemente variabile. Anche in questo caso, accanto ad opere di indubbia eleganza, si è andati forse oltre i limiti naturali di questa tipologia arrivando a travate con altezze all'incastro di 14-15 m: i risultati formali sono molto discutibili e si ha un forte impatto sul paesaggio, che risulta nascosto da queste imponenti masse.

Subito dopo i primi ponti con conci gettati in opera veniva messa a punto, con il contributo essenziale del francese Jean Muller, la costruzione a sbalzo con conci prefabbricati.

Questa tecnica ha di nuovo imposto un limite alle luci ( 60-80 m, eccezionalmente 100 m ) determinata dai carri di varo, consentendo peraltro scelte di sezioni molto più elaborate e gradevoli proprio grazie alla prefabbricazione dei conci. Gli impalcati tornano generalmente ad essere a sezione costante o poco variabile, con una essenzialità delle linee moderna ed elegante.

Gli inconvenienti riscontrati nei giunti a secco ( cioè senza armature passanti ) nel tempo, e la scarsa duttilità degli impalcati così fatti, impongono peraltro una revisione sui criteri di accoppiamento in opera dei conci prefabbricati.

Una via interessante appare quella seguita per la costruzione del ponte strallato sul DIB, in Algeria, in cui i giunti sono stati realizzati con resina limitatamente alle sole anime del cassone, mentre la soletta e la controsoletta hanno armature sovrapposte essendo state completate in un secondo momento.

### 2.3 La costruzione "campata per campata" su centina autovarante. La costruzione a spinta

Queste tecniche costruttive consentono di avere impalcati monolitici e dotati di una buona duttilità, grazie alla possibilità di disporre le armature ordinarie nel migliore dei modi. Impongono limiti piuttosto severi alle luci ( dell' ordine di 40- 60 m ) ed impalcati a sezione costante o poco variabile.

Appaiono quindi come soluzioni dalle forme semplici e " pulite ", esteticamente valide per viadotti relativamente bassi, in alternativa alle travate prefabbricate. L'alto costo delle centine autovaranti, nel caso della costruzione " span by span ", ne limita tuttavia l'impiego al caso di opere particolarmente lunghe mentre, nel caso di costruzione a spinta, si hanno restrizioni sulla geometria dell'impalcato, che deve essere in rettilineo o in curva a raggio costante, con una livelletta che non può avere cambi di pendenza.

### 2.4 I ponti strallati o la " geometria delle linee "

Una svolta drammatica nell'estetica dei ponti si è avuta con il diffondersi, nel corso di questa fine secolo, dei ponti strallati.

Pur essendo la loro origine antichissima, si sono sviluppati negli ultimi decenni secondo due forme affatto diverse.

La prima generazione era sostenuta da pochi stralli e quindi aveva bisogno di una travata importante: fanno parte della storia i ponti in c.a.p. di Morandi le cui masse trasmettono un'idea di forza: l'opera modifica il paesaggio, con cui cerca un dialogo alla pari.

Nei ponti strallati della seconda generazione, quella attuale, il numero di stralli è elevatissimo e forma una sottile cortina trasparente.

Gli spessori dell'impalcato e delle funi sono divenuti così esigui- il ponte Skarsundet in c.a.p. ha un impalcato alto 2,2 m per una campata da 530 m- che ora si deve parlare di *geometria delle linee* e non più di *geometria delle masse*, come è più corretto fare per i ponti costruiti a sbalzo di grande luce o per i ponti strallati della prima generazione.

Ora l'impatto visivo è dato dall'elevato numero di funi e dal loro intersecarsi a seconda del punto di vista dell'osservatore. Ecco allora che lo schema ad arpa mantiene sempre le proprie linee parallele, dando una sensazione di ordine, analogamente a quanto accade per i ponti con un solo piano di stralli, mentre lo schema a ventaglio può fornire scorci che appaiono suggestivi o disordinati a seconda della sensibilità dello spettatore.

Il grande impatto visivo delle funi ha portato alla ricerca, apparentemente secondaria, di guaine colorate.

Si è passati così dalle prime guaine nere in Polietilene ad Alta Densità ( HDPE ) caricate a carbonio, invero molto tristi, alle guaine rosse che caratterizzano il ponte Sunsky negli USA, ottenute ricoprendo con un nastro colorato lo HDPE, per finire ai più moderni prodotti che nascono già colorati

Compare poi un elemento verticale fortemente caratterizzante l'opera- la torre o antenna- anch'esso di dimensioni tali da imporsi per la sua geometria d'insieme piuttosto che per il design dei particolari.

Si hanno così torri a fusto singolo, ad A, ad H, a diamante etc le quali, sul prospetto, possono essere verticali o inclinate.

L'inclinazione dell'antenna verso la campata di riva appaga meglio il desiderio istintivo ( almeno per l'ingegnere ) di vedere contrastato il maggior peso della campata centrale mentre le torri inclinate in senso opposto paiono " cadere " verso il centro : in realtà sono gli stralli di riva a determinare l'equilibrio delle forze e queste scelte sulla verticalità delle torri sono finalizzate all' avere una certa " geometria delle linee " che meglio si inserisca nel paesaggio circostante.

Un esempio limite di ricerca formale, che lascia peraltro perplessi molti ingegneri, è il noto ponte Almadillo dell'architetto Calatrava ( Spagna ) che ha la torre fortemente inclinata all'indietro ma non ha stralli di riva, contraddicendo quindi la filosofia stessa del ponte strallato e quindi venendo forse meno a quel concetto di " sincerità " di cui si è detto.

Un aspetto interessante di questi ponti più moderni è poi l'accoppiamento non tradizionale dell'acciaio e del calcestruzzo.

Nel ponte di Normandia la grande campata centrale parte dalle torri con una sezione di impalcato interamente in calcestruzzo per poi continuare nella parte centrale con una sezione identica ma interamente in acciaio: le dimensioni in giuoco sono tali che è praticamente impossibile percepire la differenza dei materiali.

Ancora, in molte realizzazioni recenti, la sommità dell'antenna è costituita da una " scatola " di acciaio in cui si ancorano gli stralli che assorbe la componente orizzontale del loro tiro, mentre il rivestimento di calcestruzzo esterno alla scatola si fa carico della componente verticale.

## 3 I NUOVI MATERIALI

### 3.1 I calcestruzzi

Nel campo dei calcestruzzi lo sviluppo ha riguardato essenzialmente due aspetti: la resistenza e la durabilità.

Le altissime resistenze ora ottenibili non paiono, almeno nel campo dei ponti, avere portato a forme strutturali particolarmente innovative; maggiore rilievo

sembrano avere i prodotti additivanti per ottenere calcestruzzi durevoli in quanto consentono superfici in vista omogenee e "pulite" sia a fine costruzione sia ( e questa è la vera differenza ) dopo anni di esercizio.

L'impiego di calcestruzzi colorati, già sperimentato in alcuni cavalcavia tedeschi, appare molto interessante, specie per opere urbane.

### 3.2 La precompressione

La novità, nel campo dei ponti, è costituita dalla precompressione esterna.

Anche questa nuova tecnologia, peraltro, non ha comportato particolari variazioni sulla forma dei ponti: i grandi vantaggi che essa offre in termini di durabilità e di facilità di esecuzione delle opere eviterà però il loro invecchiamento precoce e quindi, in definitiva, inciderà sull'aspetto futuro di questi ponti.

### 4 L'ISOLAMENTO SISMICO

La tecnica di "isolare" sismicamente i ponti, ormai prassi corrente in Italia, oltre ai grandi vantaggi statici ben noti, ha finito con l'influenzare anche la forma dei ponti.

La riduzione delle azioni orizzontali agenti sulle strutture orizzontali, porta in genere ad avere elementi verticali più snelli e quindi, in definitiva, strutture più eleganti.

Con l'isolamento si è inoltre introdotto un altro concetto molto importante, già insito nella precompressione esterna: quello del ponte visto come un organismo fatto da tante parti che svolgono funzioni specializzate, facilmente ispezionabili e sostituibili.

### 5 IPOTESI PER IL FUTURO

E' convinzione di chi scrive che molti ponti, in futuro, non potranno più essere classificati sulla base del materiale con cui sono fatti, poiché saranno tutti "misti" nel senso più ampio del termine.

Già ora le torri di ancoraggio dei ponti strallati, la precompressione esterna, gli isolatori sismici, i tentativi di realizzare travi reticolari con i correnti in calcestruzzo e le diagonali in acciaio, prefigurano un ponte- macchina, cioè un insieme di organi fatti con materiali diversi che assolvono a funzioni molto specializzate e che, come i pezzi di una macchina, possono essere controllati e sostituiti senza gravi limitazioni all'uso del ponte.

Si estenderà l'uso delle funi, anche grazie all'affermarsi dei nuovi materiali compositi, mentre le membrature in calcestruzzo diverranno sempre più

snelle grazie alla maggiore resistenza di questo materiale: si affermerà quindi sempre più la *geometria dell'essenziale* ed il ponte apparirà come un insieme di linee che si sovrappongono al paesaggio, senza nasconderselo.

Questa tendenza peraltro, almeno per i ponti di grande luce, porterà ad un certo appiattimento formale, come accade già oggi per i grandi ponti strallati ( la differenza tra il ponte francese di Normandia e quello giapponese di Tatara è quasi irrilevante), per cui paradossalmente sarà più frequente trovare spunti architettonici interessanti in opere di luce medio piccola che non nei grandi attraversamenti.

Alcune proposte per passerelle pedonali urbane, in Italia ed all'estero, parrebbero essere una conferma di ciò.

L'introduzioni di parti colorati, anche nel campo del c.a.p., si andrà probabilmente estendendo con il diffondersi ( auspicabile ) dei trattamenti superficiali del calcestruzzo: questi trattamenti possono incidere del 2-3 % sul costo del ponte e quindi sono più che giustificati anche dal solo aspetto economico, se si tiene conto che per riparare molti viadotti costruiti 25-30 anni fa si spende, in Italia, anche il 50 % del costo di una nuova opera.

Infine, e questo è anche un auspicio, la maggiore attenzione che si pone ai problemi di ispezione e manutenzione, eviterà che le opere invecchino presto e male, come accade purtroppo oggi, con rilevanti danni materiali ( rifacimenti, riparazioni, chiusure etc ) e con grave offesa al paesaggio. E' importante cioè considerare che un ponte deve essere "bello" da vedersi non solo il giorno dell'inaugurazione ma anche dopo trent'anni.

# VERIFICHE SPERIMENTALI SUI BENEFICI OTTENIBILI NEL RINFORZO DI MEMBRATURE DI CEMENTO ARMATO CON APPLICAZIONE DI FIBRE SINTETICHE

Raffaele POLUZZI

Professore associato di Tecnica delle Costruzioni

Dipartimento D.I.S.T.A.R.T.  
Università di Bologna

## SOMMARIO

Si riferisce relativamente ad una serie di prove sperimentali su elementi di cemento armato inflessi, rinforzati con applicazione esterna di fibre di carbonio. Le prove sono rivolte soprattutto all'esame degli stati fessurativi e delle modalità di rottura, al fine di trarre indicazioni utili per la progettazione di rinforzi strutturali.

## SUMMARY

This report is about a set of sperimental test on bending reinforced concrete elements which are reinforced with an external application of carbon fibre.  
The principal purpose of these trials is to survey crack conditions and failure modality to have some useful indications of stuctural reinforcement design.

### 1. PREMESSA

La finalità della presente indagine sperimentale è quella di ottenere informazioni utili sul comportamento di membrature di cemento armato rinforzate con l'applicazione esterna di tessuti di fibra di carbonio, specie in presenza di stati di sollecitazione significativi nei confronti di un'avanzata fessurazione.

E' infatti ovvio che il rinforzo con fibre, dato l'elevato modulo elastico delle stesse, superiore se pure di poco a quello dell'acciaio, può esplicare un supporto significativo allo sforzo dell'armatura tradizionale in acciaio, solo quando le dilatazioni di quest'ultimo sono già assai elevate tendendo allo snervamento o addirittura avendone superato la soglia; tutto dipende dalla consistenza delle armature originali e dal potenziamento che si richiede al rinforzo, ma è chiaro che, nei casi più frequenti, l'acciaio originale può superare in esercizio gli stati di tensione e di deformazione più usuali, attingendo a valori che, quanto meno agli effetti della fessurazione, sarebbero da escludere.

Si è voluto sperimentare direttamente, su campioni ritenuti significativi, quanto la presenza delle fibre incida sulla fessurazione attenuandone gli effetti e fino a che punto offra garanzie quando le sollecitazioni crescono tendendo allo stato ultimo.

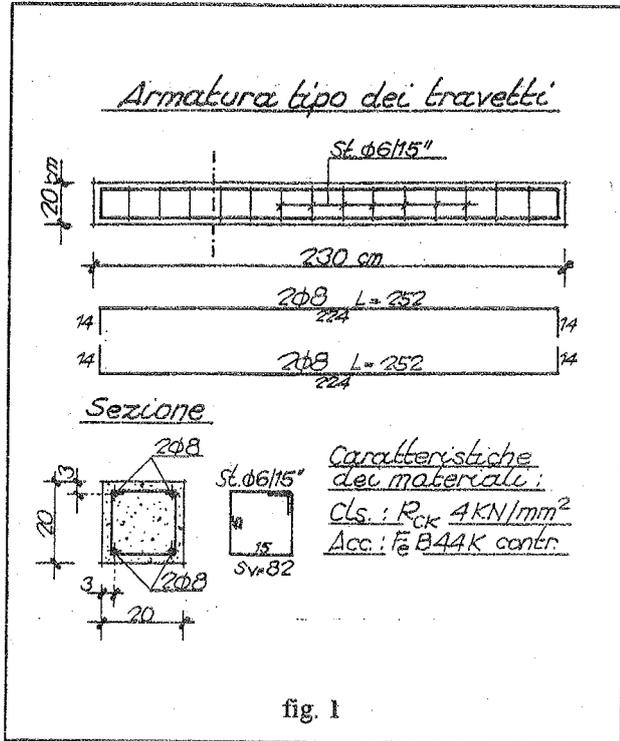
In effetti si ha una conferma diretta di prevedibili circostanze, con particolare riguardo ai seguenti aspetti:

1. Una significativa valutazione delle capacità resistenti di una trave rinforzata deve abbandonare i concetti delle tensioni ammissibili.
2. I meccanismi di rottura avvengono prevalentemente per distacco delle fibre; il distacco è innescato dalla presenza di fessurazioni avanzate, soprattutto se queste sono dovute alla combinazione di flessione e taglio.

### 2. IL PROGRAMMA E L'ORGANIZZAZIONE DELLE PROVE

E' stata confezionata una serie di travetti di c.a. di sezione 20x20cm ed armati con quattro barre di acciaio

ad aderenza migliorata di diametro 8mm disposte agli angoli della sezione (vedasi fig. 1), con l'intento di effettuare prove flessionali fino a rottura, secondo uno schema di prova classico indicato in fig. 2.

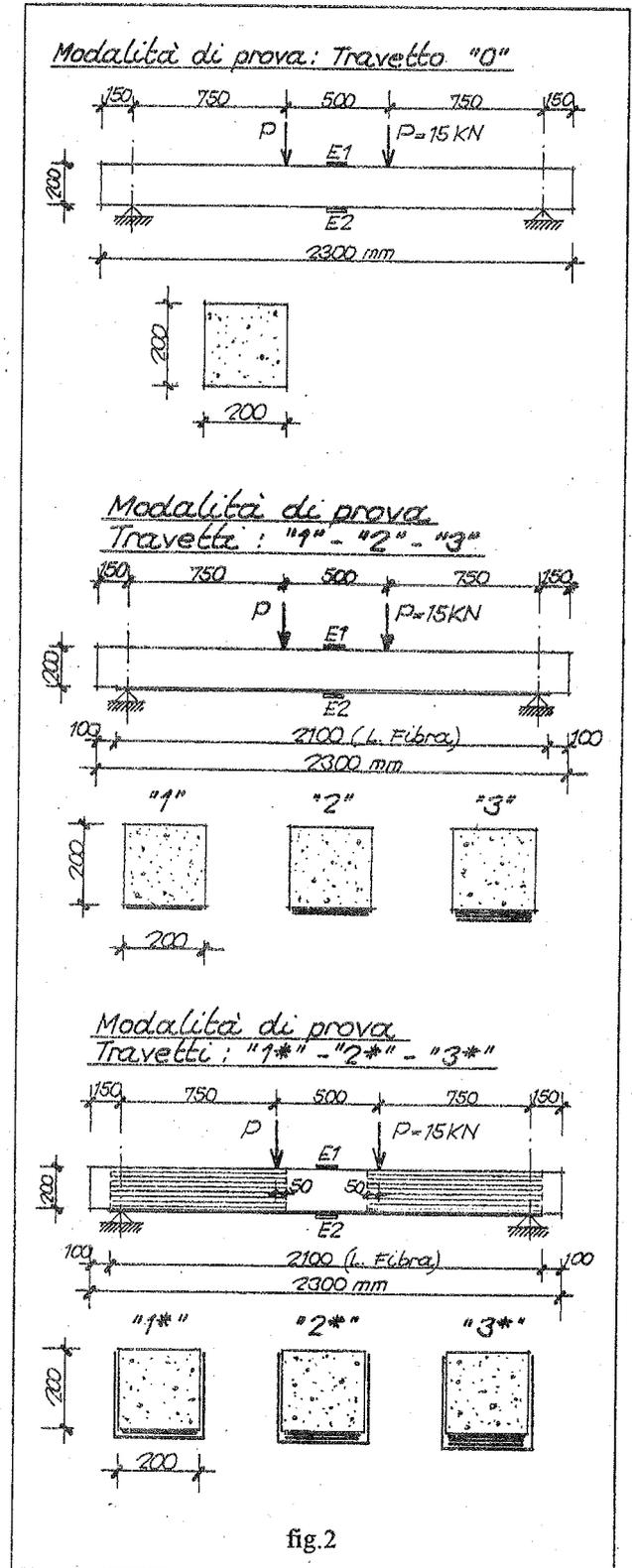


L'armatura di confezione ( $1.0 \text{ cm}^2$ ) corrisponde ad una percentuale dello 0.25% e le sezioni di carbonio applicate in intradosso per i travetti indicati come "1", "2", "3", sono rispettivamente  $0.30 \text{ cm}^2$ ,  $0.60 \text{ cm}^2$ ,  $0.90 \text{ cm}^2$ . Una seconda serie di travetti ("1\*", "2\*", "3\*") ha la stessa armatura originale e gli stessi apporti esterni di fibra, ma i travetti sono stati corredati da una "fasciatura" continua trasversale nelle zone laterali ove, secondo lo schema di prova, gli effetti combinati di flessione e taglio determinano la rottura sensibilmente anticipata rispetto alla semplice rottura per flessione.

Per gli aspetti connessi alla flessione l'attenzione è stata quindi concentrata alla parte centrale del travetto, pur riguardando attentamente quanto si manifesta nelle zone laterali che, nonostante il rinforzo aggiuntivo per i travetti contraddistinti dall'asterisco, spesso rappresenta ancora la causa che determina la rottura.

Durante le prove flessionali (foto n.1 e n.2), condotte lentamente ed in controllo di spostamenti (nei grafici che seguono il carico 2P espresso in kN rappresenta la somma dei carichi attivati dai martinetti) sono state rilevate le frecce di mezzeria, e, tramite estensimetri, le dilatazioni in estradosso sul

calcestruzzo (che non hanno mai superato il valore di 0.35%), ed in intradosso in corrispondenza delle fibre.



Parallelamente alle prove sui travetti rinforzati, sono stati provati anche travetti con la sola armatura tradizionale di confezione e contraddistinti dalla sigla "0".

### 3. OSSERVAZIONI IN MERITO AI VALORI ED ALLE MODALITÀ DI ROTTURA

Occorre distinguere il comportamento dei travetti, sollecitati fino a rottura, per la serie interessata solo dai rinforzi in intradosso e per la serie con i rinforzi di avvolgimento trasversale.

Un confronto immediato si ha dall'esame dei diagrammi degli abbassamenti in mezzzeria e delle dilatazioni rilevate dagli estensimetri. Nelle figure che riportano tali diagrammi (fig. 3a e 4a per la serie di travetti indicati con "1", "2", "3", e fig. 3b e 4b per la serie "1\*", "2\*", "3\*") sono indicati anche i livelli teorici di rottura, nell'ipotesi che la stessa dovesse avvenire per snervamento dell'acciaio e rottura della fibra di apporto.

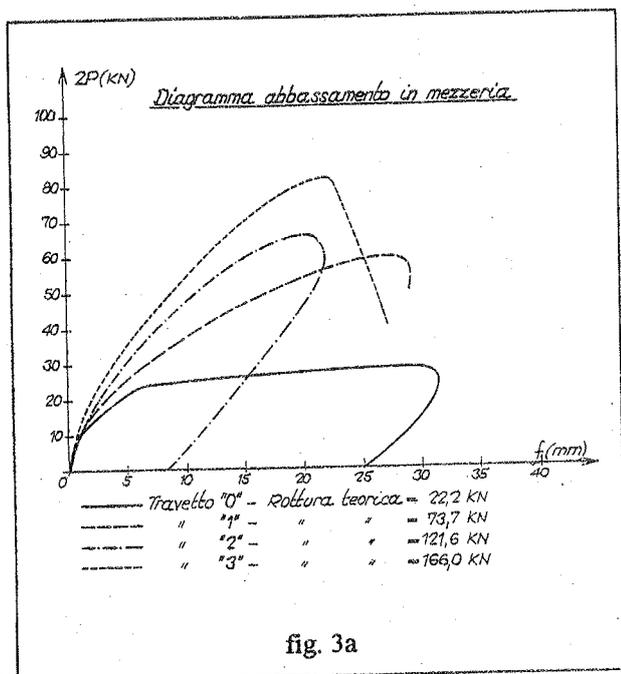


fig. 3a

Dall'esame delle figg. 3 e 4 si evidenzia subito come difficilmente si raggiunga uno stato di rottura per "flessione", e l'unico caso è quello del travetto "1\*" che reca il rinforzo minimo e la protezione trasversale per contenere gli effetti del taglio.

Le rotture dei travetti "1", "2", "3", si sono sempre manifestate per il distacco delle lamine, innescato presso lesioni da flessione e taglio laddove si manifesta

l'effetto "pettine": a tale effetto si accompagna uno "slivellamento" dei lembi della fessura nell'intradosso della trave che determina appunto il distacco (foto n.2).

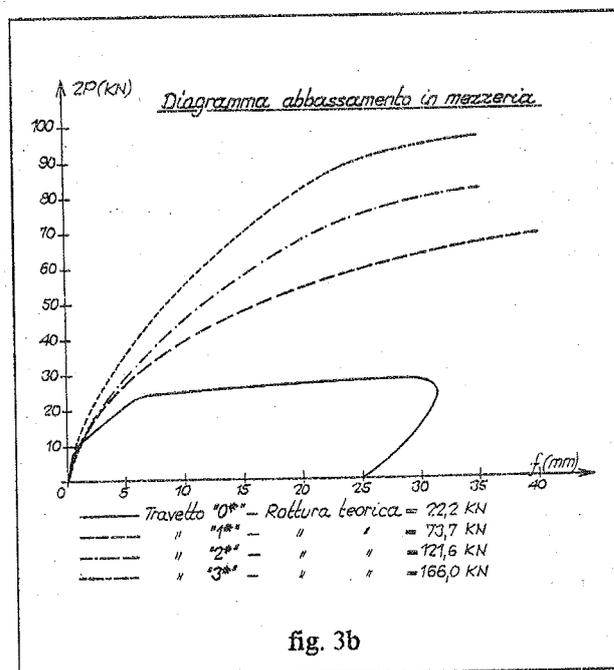


fig. 3b

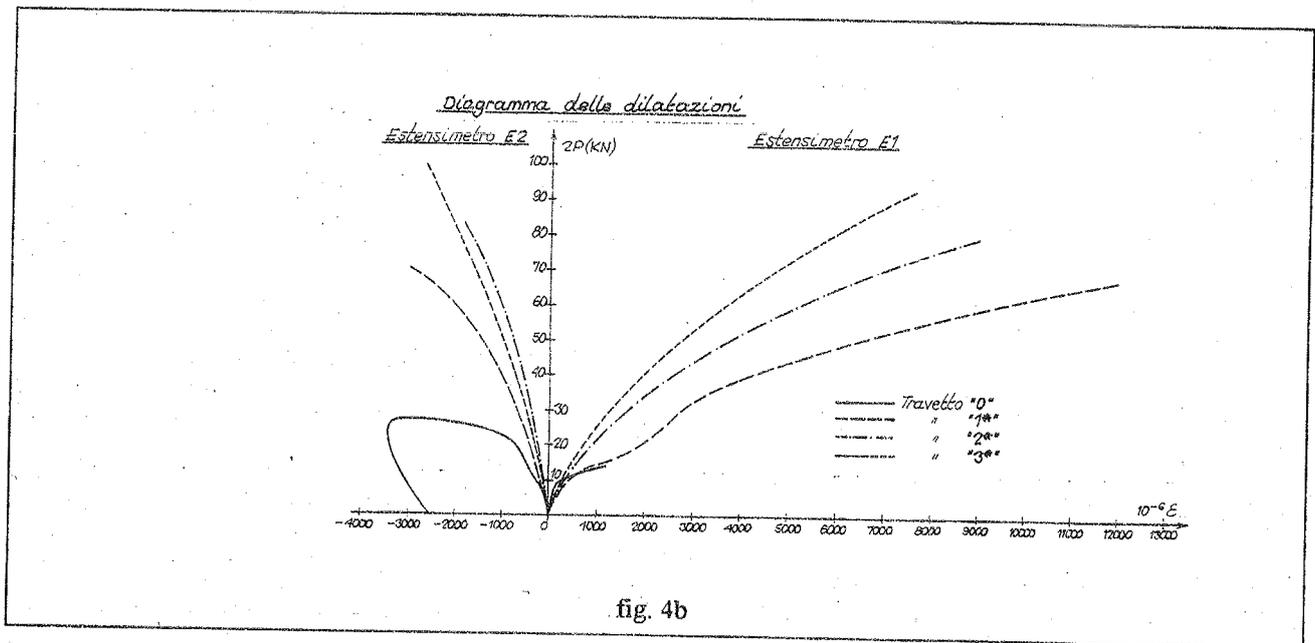
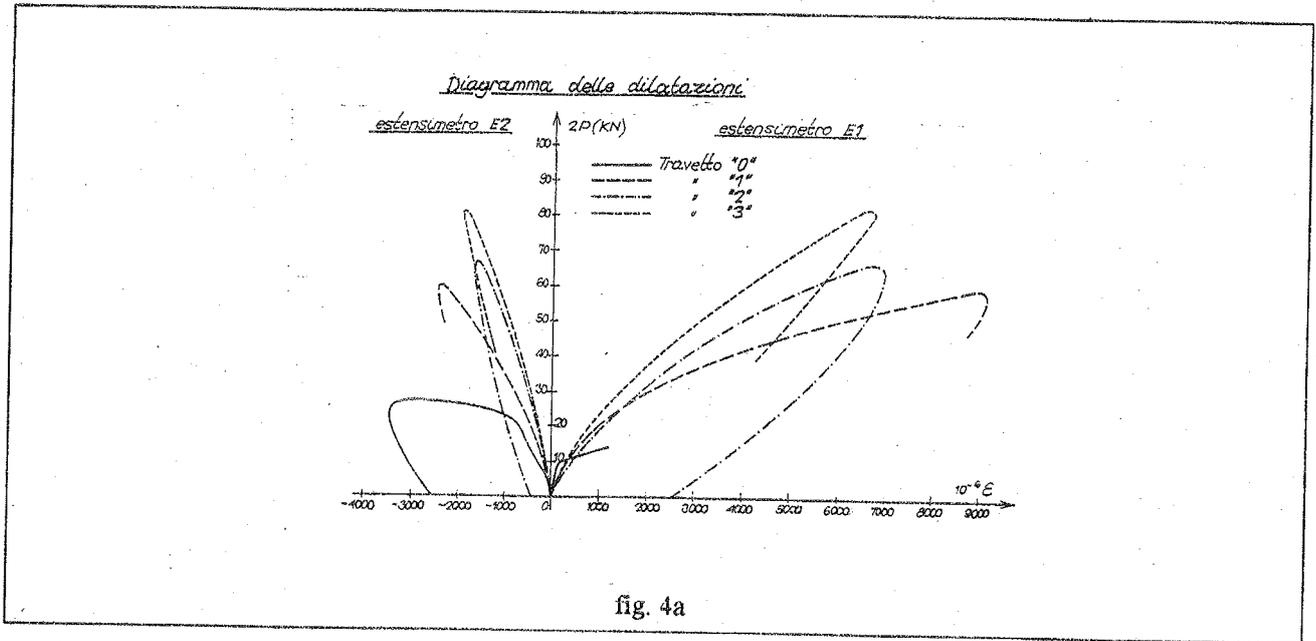
Nel caso dei travetti "2\*" e "3\*" si è potuto notare l'impegno delle "fasciature trasversali" che tuttavia non si sono manifestate sufficienti a contrastare completamente gli effetti connessi al taglio, determinanti ai fini della rottura anticipata (foto n.3).

Per individuare stati limite di rottura ai quali correlare le situazioni di esercizio con sufficienti margini di sicurezza, sembra necessario fare riferimento a domini limite in presenza di flessione e taglio; a tale fine pare utile programmare una successiva campagna di prove finalizzate da cui trarre spunti per l'impostazione di modelli teorici e conseguenti elaborazioni numeriche.

### 4. OSSERVAZIONI RELATIVE ALLA FESSURAZIONE

La formazione ed il progressivo ampliarsi delle fessure (foto n.4) è stato attentamente osservato e rilevato attraverso un apposito microscopio che consente la lettura del ventesimo di millimetro e la stima del centesimo.

Si è inteso riportare nelle figg. 5a e 5b un andamento medio rappresentativo dell'incremento di ampiezza delle lesioni presenti nella zona interessata solo dal momento flettente all'aumentare del carico; in



entrambe le figure (relative rispettivamente ai travetti senza fasciatura integrativa ed a quelli protetti per il taglio) è riportato anche l'andamento delle fessure per il travetto (0) senza rinforzi.

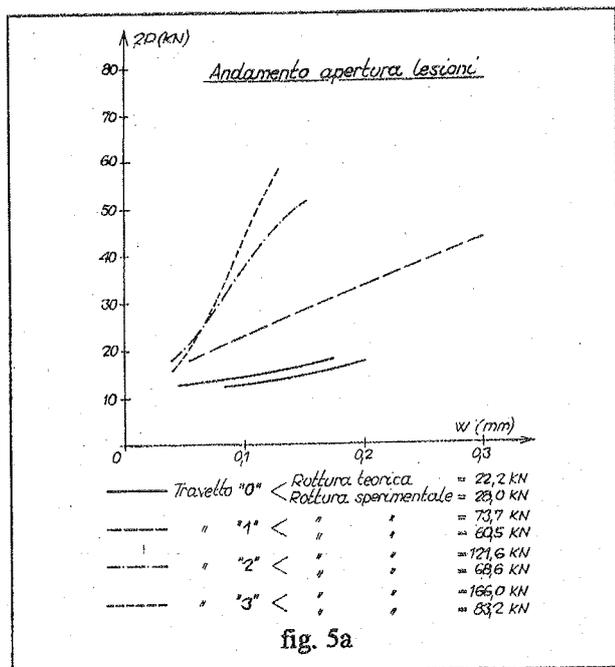
Sarebbe pretenzioso avanzare osservazioni in termini quantitativi, dato il limitato numero dei campioni provati e le note aleatorietà presenti nelle

questioni inerenti la fessurazione; tuttavia gli andamenti dell'apertura delle lesioni all'aumentare del carico applicato, la soglia sotto la quale mediamente si formano le fessure, la distanza media fra le fessure che inizialmente appaiono e successivamente si incrementano di numero, confermano quanto era ragionevole attendersi; sembra pertanto di poter trarre

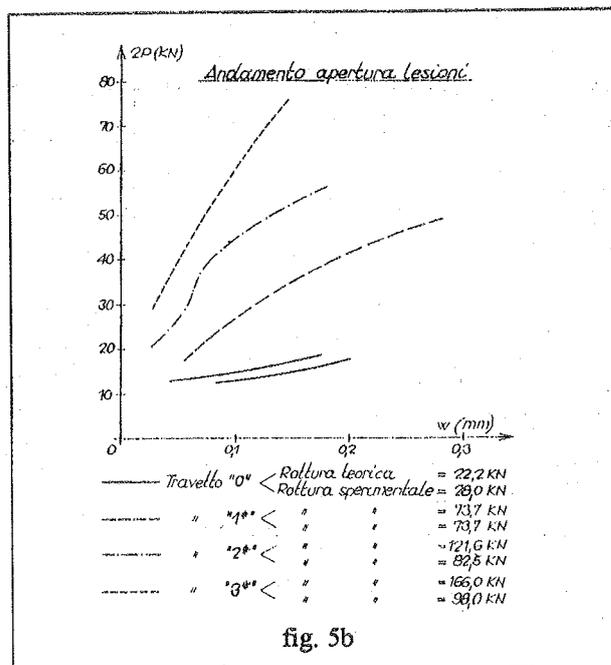
alcuni orientamenti utili per l'impiego dei rinforzi in fibra.

In sintesi:

1. Il carico (o il momento flettente) in corrispondenza del quale le fessure iniziano a manifestarsi risente assai poco della presenza delle fibre: inizialmente le prime lesioni si manifestano ad un passo analogo a quello che sarebbe ragionevole attendersi con la sola presenza dell'acciaio di confezione.
2. All'aumentare della sollecitazione applicata, si ha normalmente un raffittimento delle lesioni con la comparsa di una lesione intermedia, quindi si suddivide il passo iniziale e spesso (non sempre) la nuova lesione, all'ulteriore aumento della sollecitazione, non raggiunge le aperture delle precedenti.
3. L'incremento di apertura delle lesioni è (come peraltro era attendibile) sensibilmente graduale con l'impegno tensionale della fibra (in genere a snervamento già superato nelle barre di acciaio originale), quindi è assai meno marcato per i travetti maggiormente rinforzati.
4. Diretta conseguenza è il manifestarsi di comportamenti più rigidi per i travetti con maggiore apporto di materiale di rinforzo.



Il rinforzo con le fibre di carbonio risulta quindi utile anche nei riguardi della fessurazione: le lesioni risultano più ravvicinate e conseguentemente più ridotte come apertura e ciò quanto maggiore è la quantità di fibra applicata.



L'applicazione della fibra determina un comportamento sensibilmente irrigidente, pur lasciando margine ad una buona deformabilità e quindi anche ad una sensibile duttilità strutturale, come risulta evidente dalla osservazione dei grafici delle figure 3 e 4; questo fino a che prevale la flessione e non intervengono cause che determinano il distacco del rinforzo, quale una apprezzabile fessurazione per taglio.

## 5. CONCLUSIONI

Dalle prove flessionali effettuate con carichi crescenti sui travetti di c.a. corredati di rinforzi esterni a base di fibre di carbonio ed in quantità diverse si sono potute trarre alcune prime conclusioni, si ritiene meritevoli di ulteriori conforti e confronti, oltre che di approfondimenti su modelli analitici relativi soprattutto al materiale di interfaccia fra calcestruzzo e fibra.

Gli aspetti più significativi, soprattutto per le applicazioni, sono i seguenti.

La rottura avviene quasi sempre per distacco delle fibre dal calcestruzzo e questo in corrispondenza soprattutto di lesioni da taglio, ove si manifesta con una certa rilevanza l'effetto "pettine". L'aver rinforzato alcuni travetti con una "fasciatura" trasversale di fibra, ha consentito di ridurre solo in parte le cause della rottura anticipata, i cui meccanismi hanno un ruolo "forte" e, volendo individuare con attendibilità stati ultimi (di perdita di resistenza), occorrerebbe ricorrere

all'individuazione di domini di interazione (M,V) per flessione e taglio (ovviamente in regime fessurato).

L'incremento di resistenza si è sempre manifestato rilevante, crescente con la quantità di materiale apportato, comunque lontano (salvo un caso eccezionale ma giustificabile) dal determinare il collasso per rottura a trazione della fibra di rinforzo.

Relativamente alla fessurazione, le fibre riducono il passo delle fessure, l'apertura delle stesse e ciò in maniera tanto più marcata quanto maggiore è la quantità di fibra aggiunta; la fessurazione, così ridotta, consente comunque che, all'aumentare dei carichi, la struttura rinforzata, pure con un materiale alquanto tenace ma tipicamente "fragile", continui a manifestare una buona duttilità.

Ulteriori prove potranno meglio individuare il ruolo combinato di flessione e taglio nella determinazione di domini di rottura: per problemi quale quello in oggetto l'aspetto sperimentale può infatti costituire un valido indirizzo, ed al tempo stesso un indispensabile mezzo di verifica, nei confronti di modellazioni teoriche e conseguenti valutazioni numeriche.

L'A. ringrazia la Società "ARDEA progetti e sistemi" di Milano, che ha fornito il materiale per la sperimentazione nonché i tecnici sigg. Walter Pistelli e Roberto Bianchi del Laboratorio Prove Strutture del DISTART (Università di Bologna).

## 6. BIBLIOGRAFIA

[1] A. ARDUINI, A. DI TOMMASO: Strengthening of concrete beams using FRP plates. Materials Engineers, 1994.

[2] A. DI LEO: Determinazione sperimentale dei parametri di rigidità dello strato di adesivo in travi placcate. Inarcos n°522, 9/1991.

[3] A. DI LEO: Analisi elastica lineare di travi placcate. Inarcos n°522, 451-455, 1991.

[4] A. APRILE, A. BENEDETTI, A. CERVELLATI: Metodi di ripristino di strutture danneggiate da incendio mediante placcaggi in C-FRP. Convegno CTE Padova, 1998.

[5] POLUZZI R., "Alcuni problemi connessi a ripristini e rinforzi di strutture ad arco di calcestruzzo semplice o armato effettuati con l'applicazione di armature esterne. Prove sperimentali monotone e cicliche. Osservazioni-applicazioni", Rivista INARCOS n°486, febbraio 1988, Bologna.

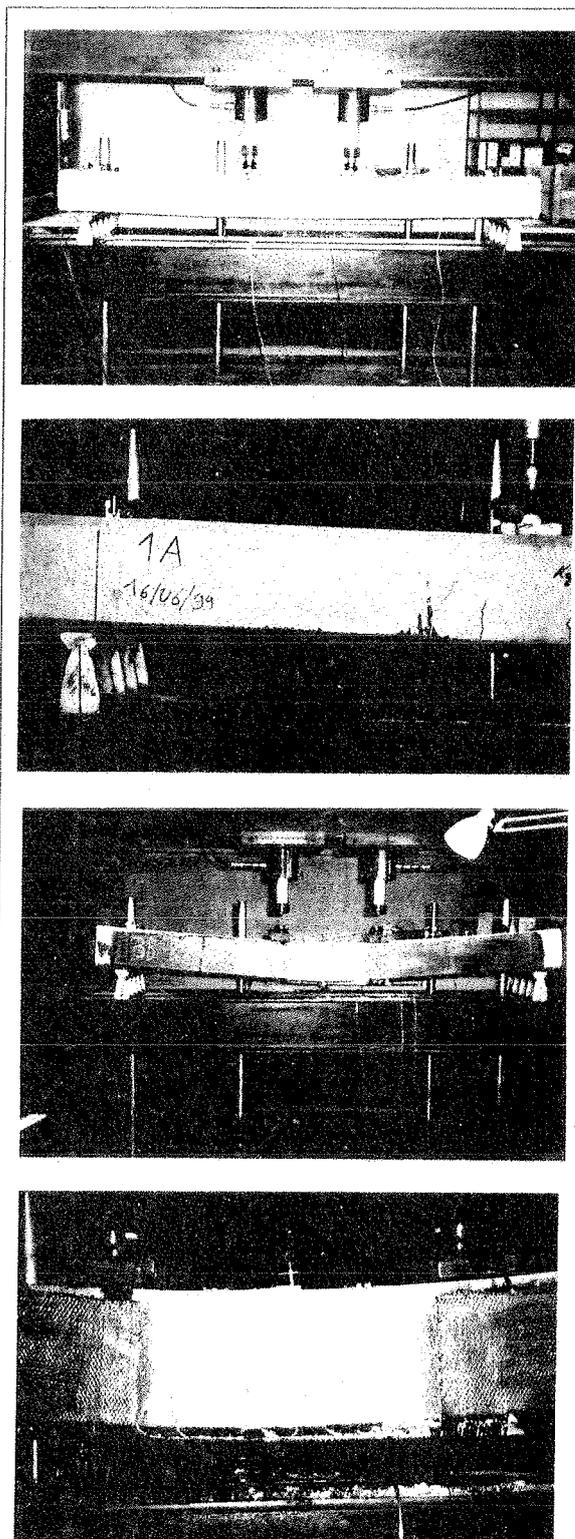


foto n. 1, n.2, n.3 e n.4

# COMPORTAMENTO A ROTTURA DI STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO IN PRESENZA DI ATTACCO CHIMICO

**Anna SAETTA**

Ricercatore

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura – Istituto Universitario di Architettura di VENEZIA

**Roberto SCOTTA**

Dottore di Ricerca in "Meccanica delle Strutture"

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università di PADOVA

**Renato VITALIANI**

Professore Associato

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università di PADOVA

## SOMMARIO

In questo lavoro il modello di danno meccanico a due parametri, accoppiato al modello di diffusione di sostanze aggressive, sviluppato dagli autori viene utilizzato per lo studio del comportamento a rottura di travi di calcestruzzo armato, delle quali sono noti i risultati sperimentali. In particolare, in una prima fase, si considerano soltanto gli effetti meccanici e, al variare dei parametri di carico e geometrici, si evidenziano le diverse modalità di rottura, a taglio o a flessione. Successivamente si valuta l'influenza del degrado ambientale sul valore del carico di rottura e sulle modalità di rottura di solette di c.a.

## SUMMARY

In this work, the coupled environmental-mechanical damage model developed by the authors is applied for analysing the failure behaviour of reinforced concrete beams, experimentally tested. In particular, in the first part only the mechanical effects are taken into account and the type of failure, e.g. shear or bending failure, as well as the value of the collapse load, are evidenced as the geometrical parameters of the beams are changed. Finally the effect of a chemical attack is considered and the evolution of the behaviour of r.c. slabs is underlined.

## 1. INTRODUZIONE

Il comportamento a rottura delle travi di calcestruzzo armato soggette a taglio e flessione è fortemente influenzato, in assenza di armatura trasversale, dalla percentuale di armatura longitudinale  $\rho$  e dalla cosiddetta "luce di taglio"  $a/d$ . In letteratura si possono trovare numerose indagini sperimentali che hanno dimostrato l'esistenza di una zona nel diagramma  $M_u/M_{uf} - a/d$ , detta valle di taglio, all'interno della quale si raggiunge il collasso della trave ( $M_u$ ) senza che sia stata raggiunta la massima capacità portante a flessione ( $M_{uf}$ ). All'interno della valle di taglio il comportamento strutturale diventa di tipo fragile, con ridotto preavviso rispetto alla rottura. Analogamente, all'aumentare del degrado chimico-fisico, un elemento di c.a. che allo stato iniziale (non degradato) presenta una rottura duttile, per flessione con snervamento dell'acciaio teso, si trasforma in un elemento con caratteristiche di rottura fragile.

In questo lavoro viene brevemente richiamato il modello di danno meccanico a due parametri, accoppiato al modello di diffusione di sostanze aggressive, sviluppato dagli autori [1, 2, 3], sottolineando gli aspetti principali che lo differenziano da altre formulazioni presenti in letteratura (modelli di danno locale e non locale).

Tale modello accoppiato viene quindi utilizzato per lo studio del comportamento a rottura di travi di calcestruzzo armato, delle quali sono noti i risultati sperimentali. In una prima serie di analisi si considerano soltanto gli effetti meccanici dovuti ai carichi e vengono messe in luce le differenze nelle modalità di rottura delle travi soggette a taglio e flessione, al variare dei parametri geometrici e di carico ed in presenza o meno di armature a taglio. Successivamente, per una soletta di c.a., si studia l'effetto della presenza di un attacco di tipo chimico sul valore del carico di rottura e sulle modalità di rottura. In particolare si analizza il fenomeno di corrosione delle

armature e si evidenzia come, all'aumentare della corrosione, vale a dire del degrado, si modifichi il comportamento deformativo, la duttilità, il carico ed il modo di rottura delle travi.

## 2. MODELLO DI DANNO MECCANICO

Con riferimento alla formulazione teorica del modello di danno meccanico a due parametri, estesamente descritta in [1, 2, 3], in questo lavoro si richiama soltanto la relazione costitutiva che sta alla base del modello:

$$\sigma_{ij} = [(1-d^+) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1-d^-) \bar{\sigma}_{ij}^-] \quad (1)$$

in cui vengono utilizzati due parametri di danno indipendenti  $d^+$  e  $d^-$  (rispettivamente generati da stati di trazione e di compressione), e la tensione danneggiata è ottenuta come combinazione lineare fra la parte positiva  $\bar{\sigma}_{ij}^+$  e la parte negativa  $\bar{\sigma}_{ij}^-$  del tensore della tensione elastica.

### 2.1 Mesh dipendenza e obiettività dell'analisi

Come noto, i modelli numerici di danno locale non sono in grado di rappresentare il comportamento softening dei materiali. Infatti, quando la matrice di rigidità tangente cessa di essere definita positiva, l'analisi ad elementi finiti mostra una marcata dipendenza dalla mesh e diventa "non obiettiva" [e.g. 4]. Tale mesh-dipendenza si manifesta in due modi:

- in termini di forma e dimensione della zona danneggiata: in altre parole la deformazione localizza in una fascia, la cui ampiezza dipende dalla dimensione dell'elemento, e tende a zero al raffinarsi della discretizzazione;
- in termini di energia globale dissipata: la dissipazione di energia dovuta al fenomeno di danneggiamento tende a zero al tendere a zero della dimensione della mesh.

I metodi più comunemente adottati per assicurare l'obiettività dell'analisi e risolvere i due problemi sopra descritti sono i modelli di danno non locale. Tali metodi comportano però l'adozione di una discretizzazione estremamente fitta, con elementi finiti di dimensione dell'ordine dei centimetri ed inoltre il calcolo, delle variabili locali, da eseguirsi ad ogni iterazione, richiede un onere computazionale estremamente elevato. Questi aspetti dei modelli non locali risultano incompatibili con la necessità di eseguire analisi di strutture reali, di dimensioni anche considerevoli.

Il metodo proposto dagli autori, denominato *enhanced local method* (e.l.m.) [e.g. 3], consiste in una modifica del classico modello locale in modo da risolvere il problema della dipendenza della mesh dell'energia dissipata. Si accetta, per contro, il fatto di

non risolvere il problema della dimensione della banda di localizzazione della deformazione che rimane dipendente dalla dimensione degli elementi. Si tratta, però, di una approssimazione più che accettabile ai fini dello studio del comportamento globale delle strutture, in termini di carico a rottura e di modalità di collasso.

Questo metodo fa dipendere i parametri di danno da una grandezza, denominata lunghezza caratteristica  $l_c^{(e)}$ , che è legata alla dimensione del singolo elemento finito. Ad esempio per il parametro di danno a trazione si ha:

$$d^+ = 1 - \frac{f_t}{\bar{\tau}^+} \exp \left( \left( 1 - \frac{\bar{\tau}^+}{f_t} \right) \left( \frac{G_f E_0}{l_c^{(e)} (f_t)^2} - \frac{1}{2} \right) \right) \quad (2)$$

dove  $G_f$  è l'energia di frattura,  $\bar{\tau}^+$  è la tensione equivalente di trazione e  $l_c^{(e)} = \sqrt[3]{V^{(e)}}$ , con  $V^{(e)}$  volume dell'elemento finito.

## 3. COMPORTAMENTO A ROTTURA DELLE TRAVI DI C.A.

### 3.1 Travi non armate a taglio

Il modello di danno meccanico è stato utilizzato per simulare il comportamento a rottura di alcune travi di c. a. delle quali sono noti i risultati sperimentali. Si sono scelte le prove sperimentali realizzate a Stoccarda da Leonhardt e Walther [5, 6] che trattano in modo completo il comportamento a rottura, con particolare riferimento alla rottura per taglio, di travi senza armatura trasversale, aventi diverse caratteristiche geometriche e di carico.

Si sono studiate sette travi a sezione rettangolare (uguale per tutte le travi) con diversi valori del rapporto  $a/d$ , dove  $a$  è la cosiddetta luce di taglio (distanza del punto di applicazione del carico dall'appoggio) e  $d$  è l'altezza utile della sezione pari a 27 cm. I materiali e la percentuale geometrica di armatura longitudinale pari al 2% sono uguali per tutte le travi. Le caratteristiche delle travi sono riassunte in Tabella 1.

Trave	L (m)	a (m)	h (cm)	b (cm)	a/d	$\mu$ (%)
T4	1,70	0,67	32	19	2,5	2
T5	1,95	0,81	32	19	3	2
T6	2,35	1,08	32	19	4	2
T7	3,10	1,35	32	19	5	2
T8	3,60	1,62	32	19	6	2
T9	5,80	1,89	32	19	7	2
T10	4,70	2,16	32	19	8	2

Tabella 1: caratteristiche delle travi

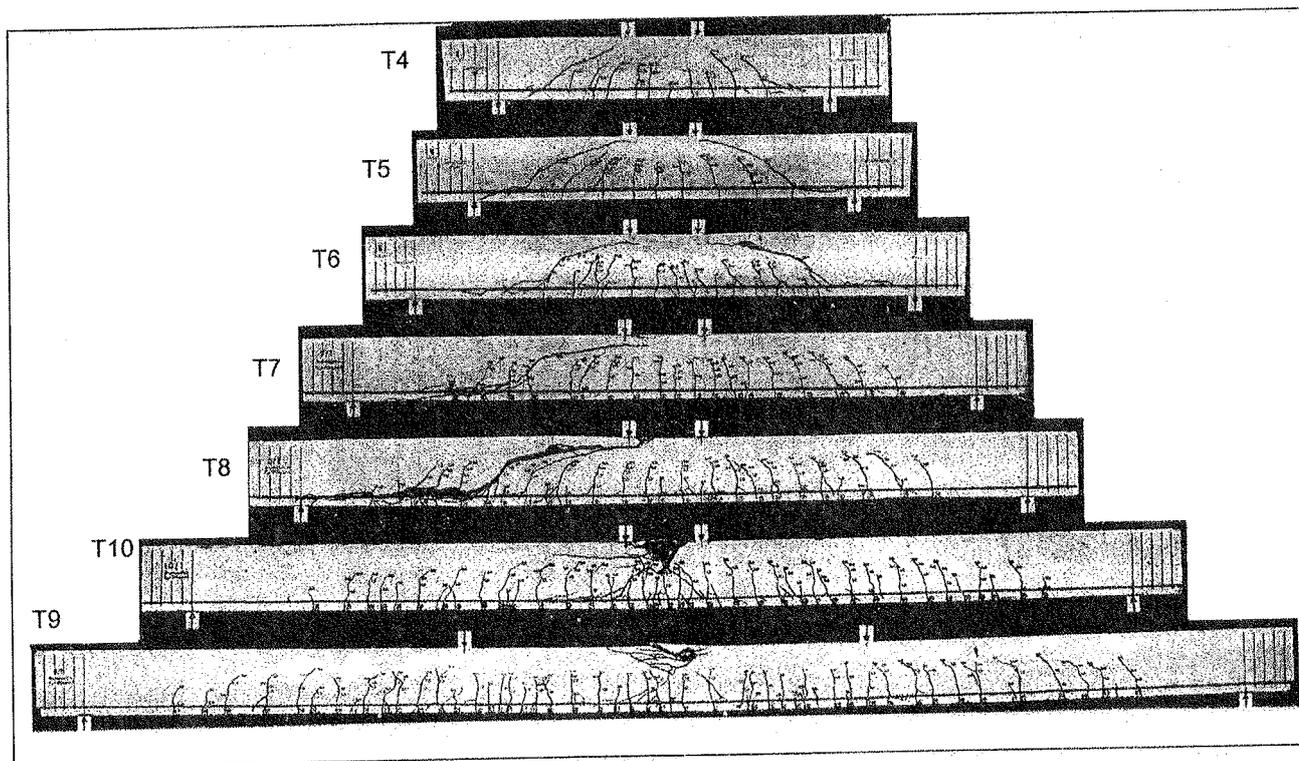


Fig. 1: Mappe di fessurazione delle travi non armate a taglio

In Fig. 1 sono riportate le mappe di fessurazione fotografate appena prima della rottura per le sette travi provate sperimentalmente. Tali mappe di fessurazione mostrano in dettaglio i tipi di rottura avvenuti per le sette travi:

- travi T4, T5 e T6 la rottura è avvenuta per la formazione di una fessura inclinata che ha ridotto progressivamente la zona compressa superiore, fino a rendere insufficiente l'area di calcestruzzo per assorbire la forza di compressione con conseguente disgregazione del conglomerato (*shear compression failure*).
- Trave T7: anche in questo caso la rottura è avvenuta per taglio, poiché non si raggiunge ancora la massima capacità flessionale della trave, sebbene ci si stia avvicinando a quel tipo di comportamento. Tale rottura, denominata dal Leonhardt "*flexural tension failure*", avviene nella zona compressa in modo molto brusco.
- Trave T8: in questo caso il comportamento a "trave" comincia a prevalere su quello ad arco-tirante. Per effetto di un'ampia fessura, che si forma lungo la diagonale per superamento della tensione principale di trazione e che inferiormente è disposta quasi parallela alle barre di armatura, si ha una forte rotazione della parte terminale della trave. Di conseguenza si esauriscono i meccanismi resistenti per effetto bietta, pettine ed ingranamento, e lo sviluppo di ulteriori fessure non è più limitato. Tale rottura è denominata dal Leonhardt "*Diagonal*

*tension failure*".

- Travi T9 e T10: la rottura di tali travi è di tipo flessionale.

In Fig. 2 sono riportati i grafici carico-spostamento di tutte le travi, al variare del rapporto a/d. Si osserva la rispondenza con le evidenze sperimentali: il diverso comportamento della trave T9 e, in misura meno marcata, della trave T10, che mostrano un diagramma tipico di una rottura di tipo flessionale, mentre le altre arrivano a collasso per taglio.

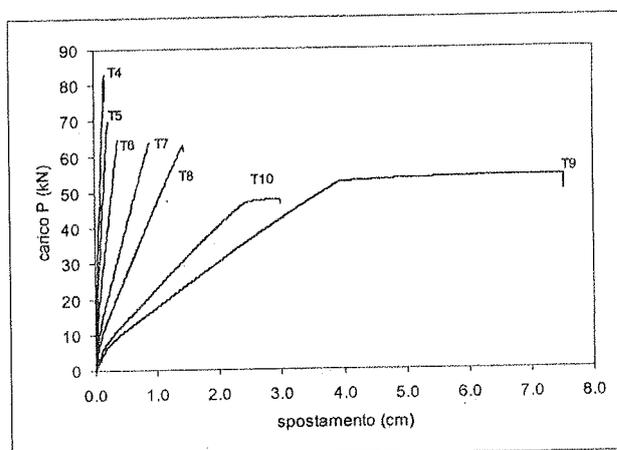


Fig. 2: diagramma carico-spostamento per le 7 travi

Tale diverso comportamento è anche evidenziato dalle mappe di danno a compressione ottenute per le

travi in corrispondenza a diversi valori dello spostamento impresso. Si riportano come esempio quelle relative alle travi T4 e T9, Fig. 3.

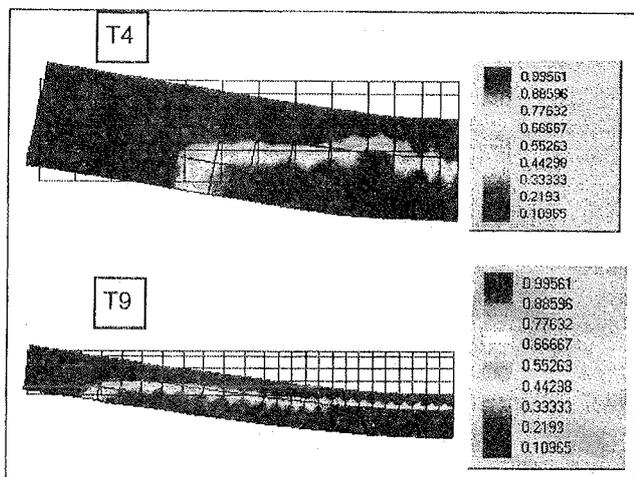


Fig. 3: mappe di danno a trazione a collasso

Per la trave T4 si osserva come il danno sia presente anche nella zona superiore compressa, in particolare modo sotto il carico applicato, a causa dello sviluppo di una fessura che si propaga anche in questa zona, riducendola progressivamente e quindi portando a rottura la trave. Viceversa la mappa di danno per la trave T9 mostra il comportamento tipico di una rottura per flessione.

In Fig. 4 è confrontato il diagramma carico ultimo - rapporto  $a/d$  ottenuto numericamente ed il grafico di origine sperimentale: si osserva l'ottima rispondenza dei risultati ottenuti.

Nella stessa figura è anche mostrato l'andamento del carico ultimo teorico valutato rispetto alla rottura per flessione.

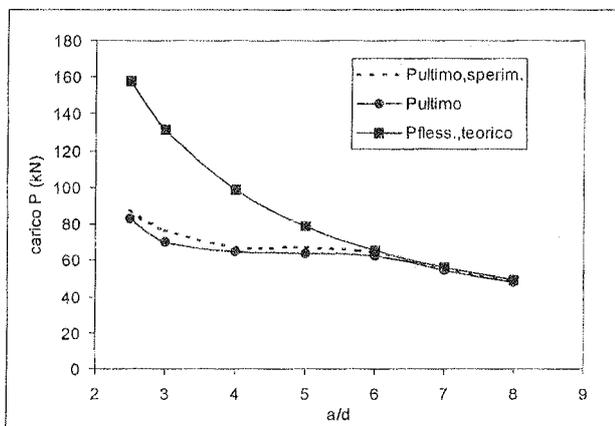


Fig. 4: Carico ultimo al variare di  $a/d$  - confronto valore numerico, sperimentale e teorico per flessione

La Fig. 5 evidenzia l'esistenza della valle di taglio nel diagramma  $M_{ur}/M_f - a/d$ , per valori del rapporto

$a/d < 6$ . In tale zona, il collasso della trave avviene per un valore del momento ultimo ( $M_{ur}$ ) significativamente minore della massima capacità portante a flessione ( $M_f$ ) della trave stessa.

Per valori  $a/d < 2.5$  il modello numerico non riesce a seguire correttamente il comportamento reale, a causa dell'instaurarsi di un meccanismo di rottura per splitting (trazione ortogonale alle isostatiche di compressione sopra la zona degli appoggi) che, nelle prove sperimentali, non si verificano essendo i supporti e le impronte di carico di dimensioni finite.

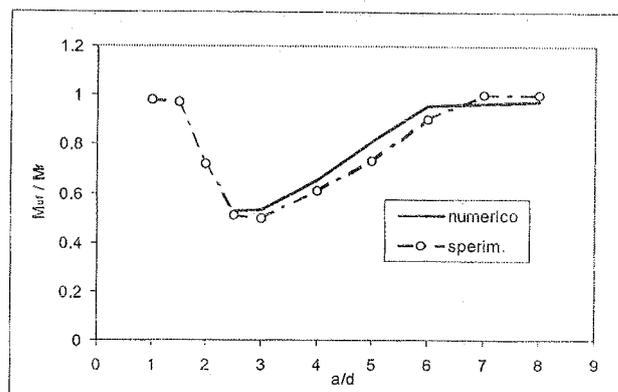


Fig. 5: Valle di taglio

### 3.2 Travi a T armate a taglio

Si considerano, in questo paragrafo, le prove realizzate da Leonhardt e da Walther a Stoccarda [7] su travi con debole armatura a taglio e con diversa sezione. Tali prove sperimentali vengono simulate mediante il modello di danno a 2 parametri ed i risultati ottenuti, come mostrato dai grafici di confronto, dimostrano come il modello sia in grado di rappresentare in maniera precisa sia il carico di rottura sia il comportamento di queste travi.

Si tratta di 4 travi, la prima di sezione rettangolare di dimensioni  $b = 30$  cm,  $h = 35$  cm, e le altre tre con sezione a T, ala superiore di larghezza costante (30 cm) e spessore dell'anima variabile da 15 cm a 10 cm, e 5 cm. La trave con anima più sottile ha uno zoccolo di base di dimensioni 10 cm  $\times$  10 cm, che consente sia rispettata la larghezza tra le barre dell'armatura inferiore.

L'armatura inferiore delle travi è costituita da 4 barre di diametro  $\phi 20$  di acciaio nervato del tipo IIIb, mentre l'armatura superiore è costituita da 2  $\phi 8$ , sempre dello stesso tipo di acciaio. Per quanto riguarda l'armatura a taglio, si sono adottate staffe verticali  $\phi 6$  a due braccia con passo di 11 cm; l'acciaio utilizzato è di tipo liscio, denominato Bst I. Le travi sono state caricate in modo da ottenere un rapporto  $a/d = 3.5$  con i due carichi applicati ad una distanza di 1.05 m dall'appoggio.

Le caratteristiche delle travi, la quantità e la disposizione dell'armatura nonché il tipo di carico applicato, sono rappresentate in Fig. 6.

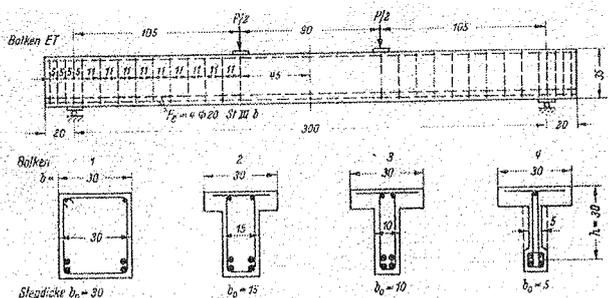


Fig. 6: Geometria e disposizione dell'armatura nelle travi con diversa larghezza dell'anima.

In Fig. 7 sono riportate le mappe di fessurazione fotografate dopo la rottura delle travi armate a taglio provate sperimentalmente. Si possono osservare, in tale figura, i diversi meccanismi di rottura delle quattro travi, che sostanzialmente si possono così riassumere:  
*Tipo 1 - Rottura per flessione:* rottura del calcestruzzo nella zona di massimo momento (zona compressa)

*Tipo 2 - Rottura per taglio e flessione:* disgregazione della zona compressa al di sopra della fessura da taglio che determina la rottura della trave.

*Tipo 3 - Snervamento delle staffe:*

- 3.1. per forte compressione; le tensioni principali di compressione  $\sigma_{II}=2\tau_0$  raggiungono la massima resistenza a compressione del calcestruzzo.
- 3.2. a causa dello scorrimento delle staffe si deforma molto l'anima della trave per cui il puntone compresso viene sfruttato per la flessione e quindi viene distrutto.

La trave rettangolare (ET1) si rompe per flessione, sebbene le fessure da taglio siano penetrate in profondità e sebbene la quantità di armatura a taglio sia in realtà troppo esigua per sopportare il carico ultimo. Per la trave ET2 ( $b_0=15$  cm) si ha una rottura per taglio-flessione, mentre la trave ET3 è un caso intermedio tra la rottura di tipo 2 e 3: infatti la capacità portante della zona compressa si esaurisce per il superamento della deformazione ultima del calcestruzzo vicino al punto di applicazione del carico e, allo stesso tempo, si ha la rottura dell'anima nella metà sinistra della trave. L'ultima trave (ET4) presenta una rottura per snervamento delle staffe.

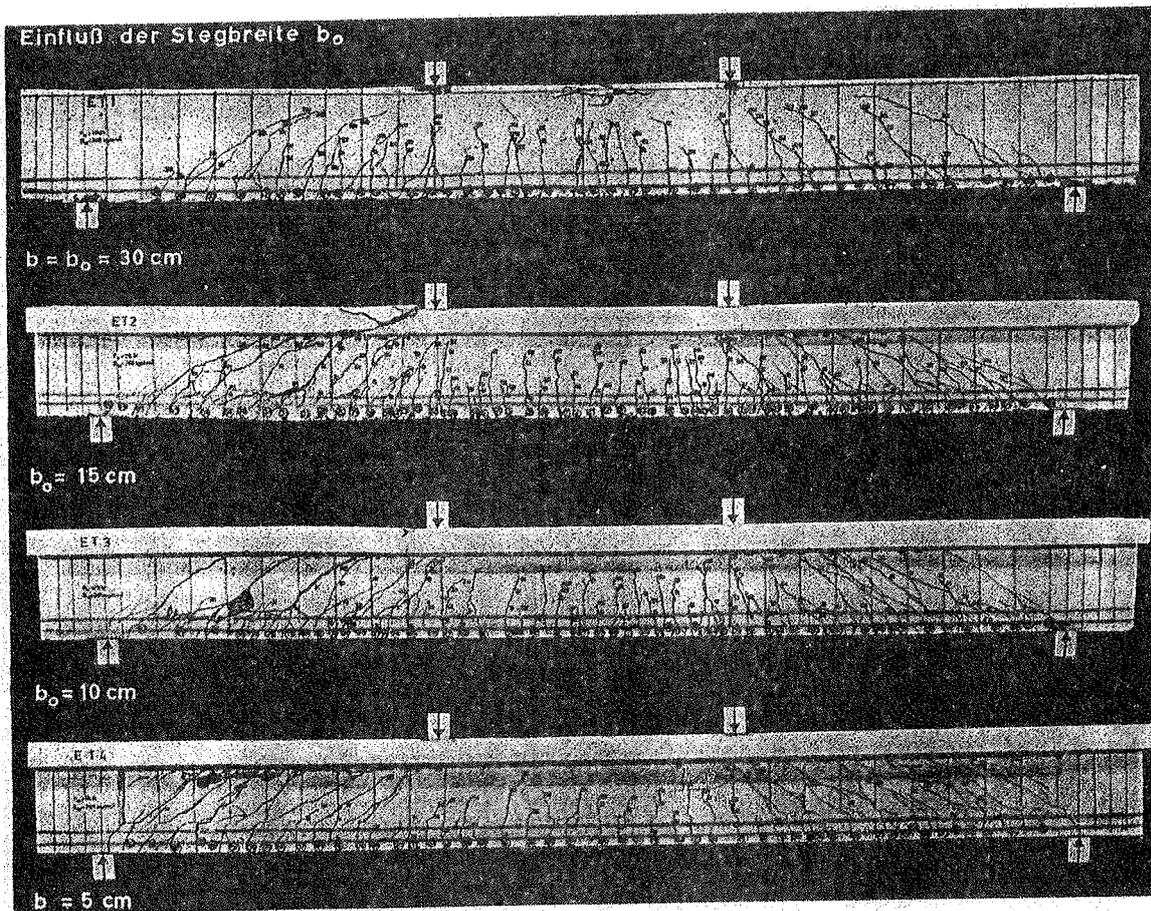


Fig. 7: Mappe di fessurazione delle travi armate a taglio dopo la rottura

La Fig. 8 mostra i grafici carico-spostamento determinati con il modello a due parametri e quelli ottenuti dalle prove sperimentali.

Si osserva, anche in questo caso, un buon accordo tra i risultati, confermata dal confronto riportato in Tab. 2 tra il carico di rottura determinato con il modello e quello ottenuto sperimentalmente.

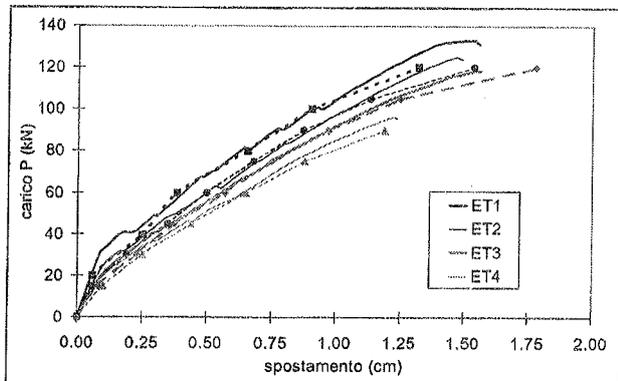


Fig. 8: Diagrammi carico-spostamento: linee continue valori numerici, linee tratteggiate con simboli valori sperimentali

trave	$b_0$ (cm)	$P_{ultimo.sperim.}$ (kN)	$P_{ultimo.numerico}$ (kN)
ET1	30	132.5	133.0
ET2	15	129.5	125.0
ET3	10	120.5	119.0
ET4	5	94.0	96.0

Tab. 2: Valori del carico a rottura: confronto risultati numerici e sperimentali.

In Fig. 9 ed in Fig. 10 sono riportate le mappe di danno a trazione delle travi ET1 e ET4, per due diversi valori della freccia sotto i punti di carico.

Si può osservare come l'analisi numerica riproduca il reale comportamento a rottura delle travi: è, infatti, evidente la formazione delle fessure da taglio che si sviluppano partendo dalla zona al di sotto del carico per avvicinarsi all'appoggio con inclinazione sempre maggiore.

È anche riconoscibile il diverso comportamento delle due travi: nella trave ET4 il danno si mantiene al di sotto dell'ala, dove lo spessore di calcestruzzo è più limitato, ma si estende per un tratto più ampio rispetto al caso della trave rettangolare.

Questo rispecchia l'evidenza sperimentale per cui, nelle travi con sezione a T, il puntone compresso del meccanismo ad arco ha una inclinazione maggiore rispetto al caso delle travi con sezione rettangolare.

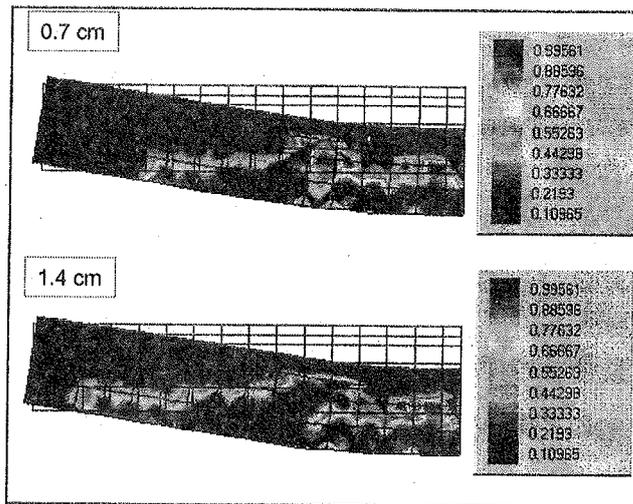


Fig. 9: Trave ET1 - danno a trazione

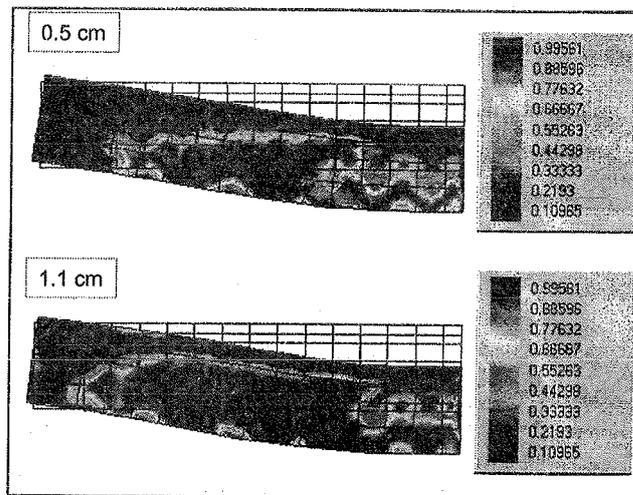


Fig. 10: Trave ET4 - danno a trazione

Le mappe di danno a compressione delle travi indicano che il danno si localizza soprattutto nella zona di applicazione del carico e, ad un livello minore, nella zona superiore della trave nel tratto compreso tra i due carichi. Si differenzia la mappa di danno a compressione della trave ET3, rappresentata in Fig. 11 per uno spostamento imposto di 1.40 cm. Per tale trave si osserva, infatti, la comparsa di danno a compressione anche lungo il puntone diagonale di calcestruzzo, fatto evidenziato anche nella mappa di fessurazione della stessa trave riportata in Fig. 7, in cui si osserva una rottura del calcestruzzo proprio in tale zona

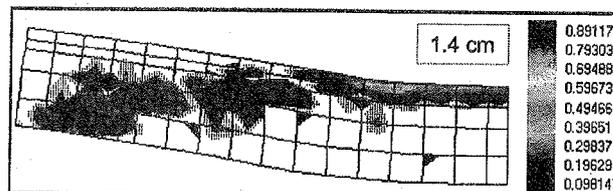


Fig. 11: Trave ET3 - danno a compressione

Sempre per la trave ET3, la Fig. 12 mostra la mappa delle tensioni principali di compressione, per uno spostamento imposto di 1.40 cm. In tale figura è ben evidenziato il classico meccanismo resistente ad arco delle travi.

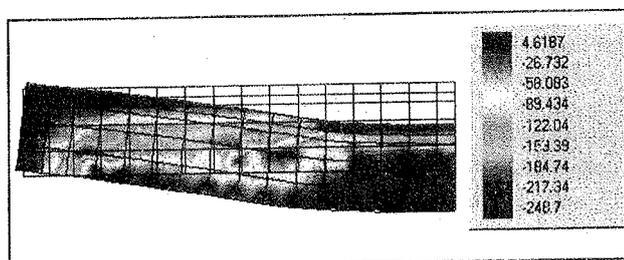


Fig. 12: Trave ET3. tensioni principali di compressione

In Fig. 13 sono evidenziate le plasticizzazioni dell'armatura longitudinale e di quella trasversale, in corrispondenza allo spostamento massimo imposto. Si può osservare come lo snervamento dell'armatura avvenga secondo una distribuzione che dipende dalla forma della sezione. Infatti, nella trave rettangolare, le staffe incominciano a snervarsi partendo dall'appoggio e proseguendo verso il punto di applicazione del carico mentre l'acciaio longitudinale inferiore risulta snervato nella zona centrale; anche nelle travi ET2 ed ET3 lo snervamento delle staffe avviene nello stesso modo, soltanto che tale snervamento rimane localizzato al di sotto dell'ala; infine, per la trave ET4, lo snervamento maggiore è limitato alla zona centrale d'anima di spessore minore (5 cm), dove si ha rottura per taglio.

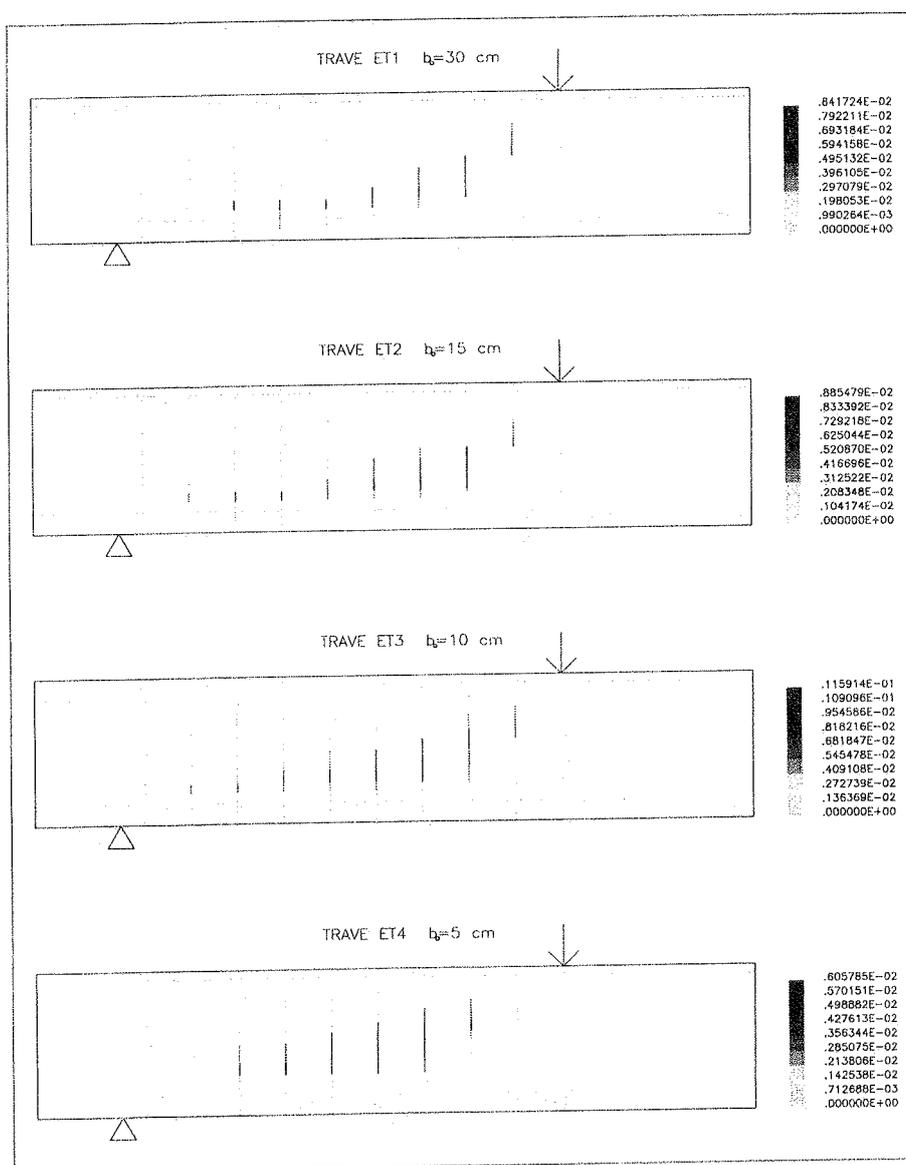


Fig. 13: plasticizzazioni nelle barre di armatura in condizioni prossime alla rottura

Le misure sperimentali effettuate nelle prove di Stoccarda hanno permesso di disegnare l'andamento delle tensioni nelle staffe, al variare del carico applicato. Tali risultati sperimentali sono rappresentati dalle linee tratteggiate con simboli di Fig. 14, dove sono anche riportati i grafici ottenuti con il modello numerico (linee continue).

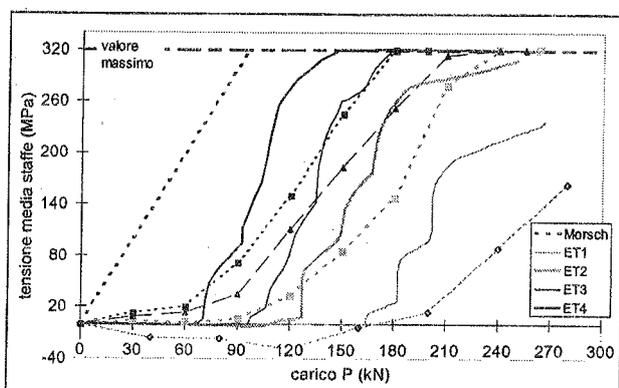


Fig. 14: diagramma delle tensioni nelle staffe al variare del carico applicato

I risultati ottenuti con l'analisi numerica sono qualitativamente buoni, e rappresentano in modo corretto le differenti caratteristiche di comportamento delle quattro travi.

Da notare che il livello di tensione nelle staffe dipende in modo significativo dalla larghezza dell'anima della trave. Infatti, si ha che la trave rettangolare si rompe per flessione e la tensione sulle staffe si mantiene lontano dal limite di snervamento, mentre la rottura della trave ET4 ( $b_0=5$  cm) è invece causata proprio dallo snervamento delle staffe, che si verifica in corrispondenza ad un carico molto basso. Le altre due travi rappresentano una condizione intermedia tra questi casi limite.

#### 4. MODELLO DI DANNO ACCOPPIATO

Il modello di danno chimico-meccanico accoppiato, la cui descrizione dettagliata si trova in [1, 3], prevede l'introduzione di un parametro di danno ambientale  $d_{chem}$ , il cui accoppiamento con i parametri meccanici porta alla definizione di due indipendenti parametri scalari di danno accoppiato, uno per trazione  $d^{*+}$  ed uno per compressione  $d^{*-}$ , definiti dalle relazioni:

$$\begin{aligned} d^{*+} &= 1 - (1 - d^+) \cdot (1 - d_{chem}) \\ d^{*-} &= 1 - (1 - d^-) \cdot (1 - d_{chem}) \end{aligned} \quad (3)$$

Di conseguenza la legge costitutiva (1) si può scrivere come:

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= (1 - d_{chem}) \left[ (1 - d^+) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}_{ij}^- \right] \\ &= (1 - d^{*+}) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1 - d^{*-}) \bar{\sigma}_{ij}^- \end{aligned} \quad (4)$$

#### 5. MODELLO DI CORROSIONE

Nell'ambito dei modelli di degrado delle opere di c.a., la diminuzione della sezione di armatura per effetto della corrosione delle armature in seguito a fenomeni di carbonatazione (riduzione del pH) o di attacco da parte di ioni cloruro (corrosione per pitting) è di importanza fondamentale nella previsione del carico di rottura della trave.

Di conseguenza, risulta indispensabile accoppiare al modello di danno meccanico-ambientale una legge di riduzione della sezione di armatura del tipo, [cfr. 8, 9]:

$$A_s(t) = \frac{N_s \cdot \pi \cdot [\phi_0 - n \cdot X_c(t - t_0)]^2}{4} \quad (5)$$

dove  $N_s$  è il numero delle barre,  $\phi_0$  è il diametro iniziale della barra,  $n$  tiene conto del numero di lati dai quali avviene l'attacco corrosivo.

Con riferimento alla corrosione causata, ad esempio, dai cloruri, dopo una fase iniziale di innesco, fino al tempo  $t_0$ , nella quale gli ioni attraversano il copriferro e la corrosione ancora non avviene, segue una fase di propagazione, dal tempo  $t_0$  fino al tempo  $t_1$ , durante la quale il fronte di avanzamento dei cloruri avvolge completamente l'armatura e la velocità di corrosione dell'acciaio aumenta. Infine si ha la fase finale in cui si può ritenere che la corrosione avanzi con velocità uniforme, dipendente dalle caratteristiche del materiale e dall'ambiente esterno. Indicazioni sui valori della velocità di corrosione sono date in [8].

#### 6. ESEMPIO DI DEGRADO CHIMICO

Si considerino i risultati sperimentali eseguiti su solette di c.a. e pubblicati in [10].

Si tratta di elementi di c.a. di dimensioni  $305 \times 711 \times 63.5$  mm, con campata centrale di 610 mm. L'armatura principale è costituita da  $5 \phi 6$  posti ad interasse 57 mm, con copriferro netto di 9.5 mm.

Come affermato nel lavoro [10], i dati geometrici e di armatura sono stati scelti per assicurare una rottura per flessione in presenza di un carico uniformemente distribuito.

All'aumentare del grado di corrosione delle armature, corrosione indotta dall'esterno mediante apposita apparecchiatura, si è misurata sperimentalmente la curva carico - spostamento, cfr. Fig. 15. In tale figura è riportato il confronto tra i diagrammi carico-spostamento ottenuti con il modello numerico e quelli di origine sperimentale.

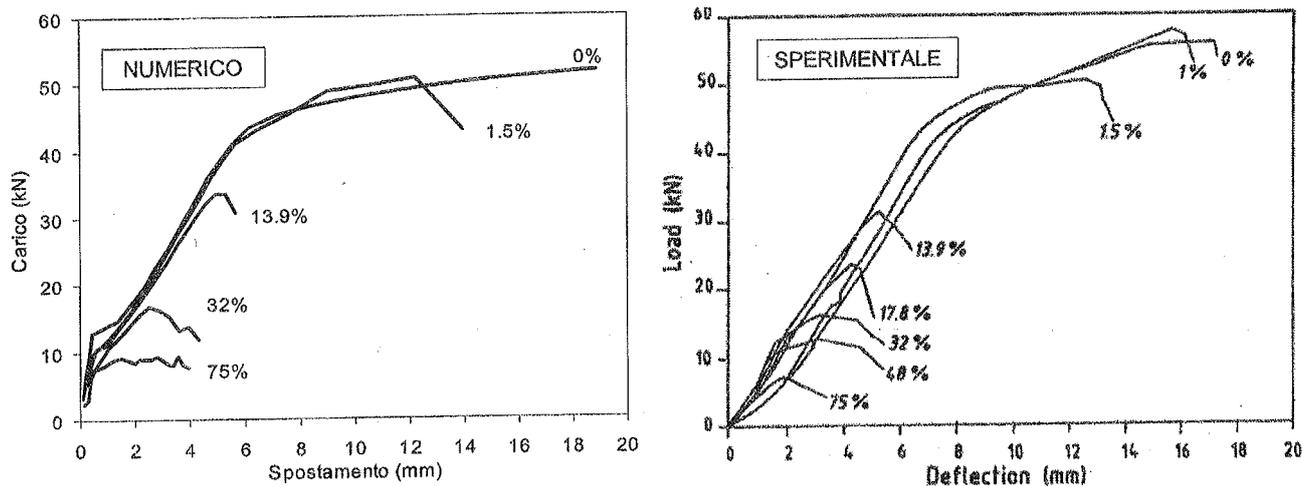


Fig. 15: diagrammi carico-spostamento al variare del grado di corrosione: confronto numerico-sperimentale

Dal diagramma si osserva come la curva per corrosione nulla mostri chiaramente le tre diverse zone di lavoro della trave: campo I non fessurato, campo II fessurato e campo III con plasticizzazione dell'acciaio e danneggiamento del corrente compresso di calcestruzzo, in cui la deformazione incrementa senza sensibile aumento del carico applicato. Il passaggio da un campo all'altro è evidenziato dal cambio della pendenza della curva, ossia della rigidità della trave.

All'aumentare del grado di corrosione, il carico di rottura diminuisce per il duplice effetto di diminuzione della sezione di armatura e di degrado dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo (dovuta al danneggiamento del calcestruzzo che avvolge le barre).

È interessante notare che per una corrosione pari a circa il 14%, il comportamento dell'elemento cambia anche in termini di tipo di rottura. Non si osserva più un tratto orizzontale corrispondente al campo III; raggiunto un punto di massimo il grafico carico-spostamento segue un percorso discendente, con rapida perdita di resistenza tipica di una rottura di tipo fragile. Le cause di questo comportamento stanno nel fallimento del sistema arco-tirante, dovuto al danneggiamento ed alla conseguente rottura del calcestruzzo nelle zone di appoggio, per le tensioni di taglio che nascono nel trasferimento della forza dall'arco al tirante di acciaio.

La variazione della diminuzione della capacità portante ultima calcolata con il modello numerico è mostrata in Fig. 16 a confronto con i risultati di origine sperimentale, all'aumentare del grado di corrosione.

La Fig. 17 riporta la mappa di danno a trazione per un grado di corrosione pari al 32%. Si osserva come il bordo inferiore risulti danneggiato per effetto del degrado del calcestruzzo che avvolge le barre.

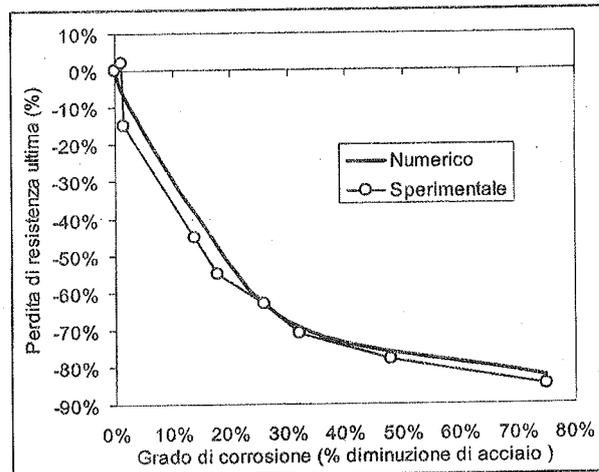


Fig. 16: variazione della capacità portante all'aumentare del grado di corrosione.

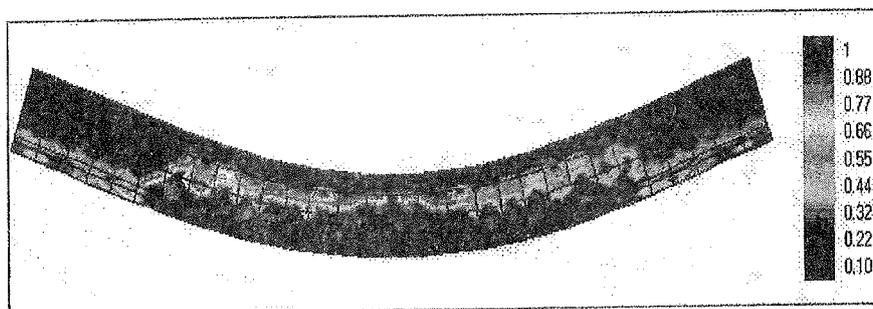


Fig. 17: mappa di danno a trazione con grado di corrosione pari al 32%.

## 7. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato applicato il modello di danno a due parametri sviluppato dagli autori, per l'analisi del comportamento a rottura di travi di c.a. non armate ed armate a taglio. Dagli esempi sviluppati si rileva come il modello rappresenti in maniera adeguata i principali meccanismi di rottura in campo statico: dalle mappe di danno, infatti, si evidenzia un'ottima corrispondenza tra il meccanismo di rottura ottenuto per via numerica e la rottura sperimentale (mappe di fessurazione).

Inoltre, dall'esame delle figure che rappresentano lo snervamento dell'acciaio, si osserva come il modello sia in grado di seguire il comportamento delle travi armate a taglio, evidenziando l'effetto dell'armatura trasversale di colmare la valle di taglio, spostando la rottura della trave da una di tipo tagliante ad una di tipo flessionale.

Infine, nell'ultimo esempio, viene evidenziato l'effetto del degrado di tipo chimico, in particolare della corrosione delle armature, sulle modalità di rottura di alcuni elementi di c.a., provati sperimentalmente. Il buon accordo di risultati ottenuti con il modello numerico con quelli sperimentali dimostra l'affidabilità della procedura proposta nel seguire l'evoluzione del comportamento delle strutture di c.a. anche in presenza di attacco chimico.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'ing. Rossella Guerrato per il suo contributo nella realizzazione del presente lavoro.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani "Mechanical Behaviour of Concrete under Physical-Chemical Attacks", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, pg. 1100-1109, October 1998, vol. 124, issue 10
- [2] A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani, "Modello diffusivo e di danno per l'analisi del degrado di strutture di calcestruzzo armato", *Atti delle Giornate A.I.C.A.P. '97: La Durabilità*, pp. 315-324, Roma, 23 - 25 Ottobre 1997
- [3] A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani "Coupled Environmental-Mechanical Damage Model of RC Structures", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, in press, 1999
- [4] Pijaudier-Cabot G., Bazant Z.P. (1987) "Nonlocal damage theory" *J. of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 113, pp. 1512-1533.
- [5] Fritz Leonhardt, René Walther: "Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau" *Beton und Stahlbeton*, Dezember 1961, Heft 12.
- [6] Fritz Leonhardt, René Walther: "Einfluß des Momenten-Schub-Verhältnisses auf die Schubtragfähigkeit bei Rechtenbalken ohne Schubbewehrung unter Einzel- und Gleichlast" *Beton und Stahlbeton*, Dezember 1962, Heft 2.
- [7] Fritz Leonhardt, René Walther: "Einfluß der Stegbreite auf die Schubtragfähigkeit von T-Balken mit schwacher Bügelbewehrung" *Beton und Stahlbeton*, Dezember 1962, Heft 7.
- [8] Rilem Report 14 (1996), *Durability design of concrete structures*, ed. by Sarja - Vesikari, E & FN Spon, London.
- [9] Frangopol, Dan M. Lin, Kai-Yung Estes, Allen C. (1997) "Reliability of Reinforced Concrete Girders under Corrosion Attack.", *J. of Structural Engineering ASCE*, vol. v 123 n 3, pp 286.
- [10] A. A. Almusallam, A. S. Al-Gahtani, A. R. Aziz, F. H. Dakhil and Rasheeduzzafar, "Effect of reinforcement corrosion on flexural behaviour of concrete slabs", *J. of Materials in Civil Engineering ASCE*, 8, (1996), p.123-127.

## MODELLAZIONE DI ZONE DIFFUSIVE IN ELEMENTI IN C.A. MEDIANTE IL MODELLO A PANNELLI E CORRENTI

Angelo SIMONE

Ph.D Student

Dept. of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, The Netherlands.

Pier Giorgio MALERBA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Udine.

Franco BONTEMPI

Professore

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

### SOMMARIO

Un progetto razionale di elementi di parete in C.A., di travi alte, di zone di ancoraggio, etc. può essere sviluppato suddividendo la struttura in sottosistemi elementari, lavoranti in tensione o compressione (*correnti*) ed in pannelli lavoranti a solo sforzo tangenziale (*pannelli*) e dimensionando i correnti ad azione assiale ed i pannelli a puro taglio.

### SUMMARY

A rational design of R.C. walls, deep beams, anchorage zones, etc. can be carried out by subdividing the structure into elementary subsystems working in tension or compression (*stringers*) and in membrane shear stress (*panels*) and by dimensioning the stringers for the normal forces and the panels for the shear forces.

### 1. INTRODUZIONE

Con riferimento ad elementi in regime di membrana (sistemi piani caricati nel loro piano) si può osservare che:

- a. Lo schema di armatura delle pareti è di solito costituito da fasci di barre allineate lungo le direttrici maggiormente tese e compresse, lungo i bordi esterni e lungo i bordi a cornice di aperture. Il resto della parete è armato da reti con barre di piccolo diametro, distribuite in modo uniforme.
- b. Sono state realizzate, e sono ben documentate, ampie sperimentazioni su pannelli armati in modo regolare ed uniforme e soggetti a stati di sforzo costante. I risultati così ottenuti sono inoltre ben modellati e riprodotti da teorie razionali ed adatte sia a semplici calcolazioni manuali, sia ad analisi per elementi finiti (Nielsen, 1984; Vecchio e Collins, 1986; Hsu, 1988).

Sulla base di queste osservazioni si può pensare di suddividere un elemento strutturale lavorante in regime

membranale mediante correnti e pannelli (*Stringer Panel - S&P*) (Kaern, 1979; Nielsen, 1983). I pannelli rappresentano campi di sollecitazione tangenziale costante. Per effetto dell'interazione con i flussi di taglio, costanti, agenti lungo i loro bordi, lo sforzo assiale lungo i correnti varia linearmente.

La tecnica risolutiva originale fu dedotta dal Metodo delle Forze. Mediante trasformazioni matriciali, il metodo può essere riformulato in termini di spostamenti (Argyris 1960, Przemieniecki 1968, Blaauwendraad and Hoogenboom 1996, Hoogenboom 1998, Simone 1998). Fin dagli anni '30 il modello pannelli e correnti (*Stringer Panel Method, S&PM*) è stato applicato all'analisi elastica di strutture aeronautiche ed a molti problemi diffusivi, come lo shear lag in cassoni irrigiditi, la distribuzione di sforzi attorno ad aperture incorniciate da irrigidimenti ed il comportamento delle zone nodali in giunti trave-colonna.

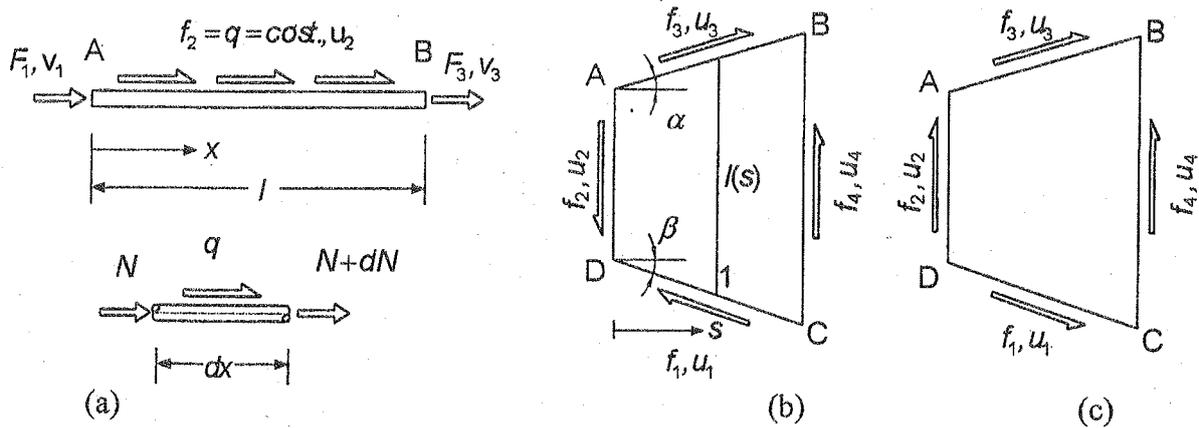


Fig. 1. Elementi fondamentali del modello: a) corrente, b) pannello, c) convenzioni per i correnti attorno al pannello.

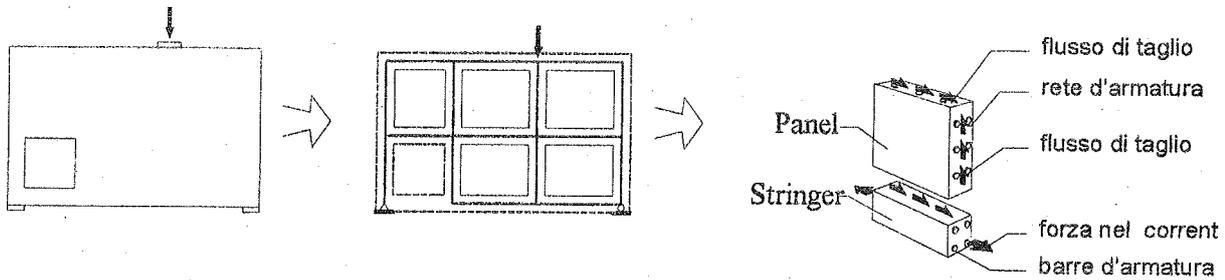


Fig. 2. Discretizzazione della struttura in pannelli e correnti. (Hoogenboom 1998).

2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.

2.1 I correnti.

Si fa riferimento alla barra, alle forze ed agli spostamenti indicati in Fig. 1.a. La forza per unita' di lunghezza lungo la barra puo' essere costituita da un carico esterno  $f_2$  e/o dall'interazione  $q$  con un elemento di membrana collegato al corrente: a queste quantita' statiche, puo' essere associato in termini di lavoro lo spostamento generalizzato  $u_2$ . Come mostrato in Przemieniecki (1968), applicando il Secondo Teorema di Castigliano, ed introducendo una opportuna matrice di trasformazione  $N$ , si possono ricavare le seguenti matrici di flessibilita' e di rigidezza:

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_3 \end{bmatrix} = \frac{l}{6EA} \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_3 \end{bmatrix} = C \begin{bmatrix} F_1 \\ F_3 \end{bmatrix} \quad (1.a)$$

$$N = \begin{bmatrix} -1 & 1/l & 1 \\ 0 & 1/l & -1 \end{bmatrix} \quad (1.b)$$

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ q \\ F_3 \end{bmatrix} = N^T C^{-1} N \begin{bmatrix} v_1 \\ u_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \frac{2EA}{l} \begin{bmatrix} 2 & -3/l & 1 \\ -3/l & 6/l^2 & -3/l \\ 1 & -3/l & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ u_2 \\ v_3 \end{bmatrix}$$

dove  $E$  e' il modulo di Young e  $A$  l'area del corrente.

2.2 I pannelli.

La Fig. 1.b mostra la geometria, le forze e gli spostamenti lungo i bordi di un generico pannello trapezoidale.

Questa scelta delle quantita' statiche e cinematiche ha lo stesso significato di quella nel corrente.

La matrice di flessibilita' e di rigidezza puo' essere quindi derivata come in Robinson (1966) e risulta:

$$u_2 = \left( \frac{A_p}{Gt} r^2 \right) f_2 = \mathbf{C} f_2 \quad \left. \vphantom{u_2} \right\} \Rightarrow (2)$$

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} -r & -1 & -r & -r^2 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \end{bmatrix} = \mathbf{N}^T \mathbf{C}^{-1} \mathbf{N} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} = \frac{Gt}{A_p} \begin{bmatrix} 1 & 1/r & 1 & r \\ 1/r & 1/r^2 & 1/r & 1 \\ 1 & 1/r & 1 & r \\ r & 1 & r & r^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{bmatrix}$$

dove  $G$  e' il modulo di rigidezza a taglio,  $r = AD/BC$ ,  $A_p$  l'area e  $t$  lo spessore del pannello.

I pannelli e i correnti sono connessi tra loro come in Fig.2: ogni pannello e' sempre incorniciato da quattro correnti, con la numerazione e le direzioni di Fig.1.c. La trasformazione delle caratteristiche dei pannelli e dei correnti dal sistema di riferimento locale a quello globale e l'operazione di assemblaggio sono condotte con le tecniche usuali dell'analisi matriciale delle strutture.

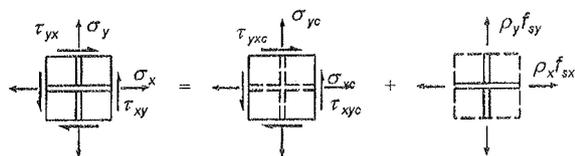


Fig.3. Sovrapposizione degli stati di sforzo nel calcestruzzo e nell'acciaio.

### 3. PROGETTO DELL'ARMATURA

Sulla base dei risultati di un'analisi elastica col Modello S&P, si dimensionano pannelli e correnti.

Nella formulazione base del Metodo, i correnti sono armati nei riguardi dell'azione assiale ed i pannelli per solo sforzo tangenziale.

L'azione assiale lungo i correnti varia linearmente e pertanto essi possono risultare totalmente tesi o compressi oppure avere un certo tratto in trazione e la lunghezza complementare in compressione. Il corrispondente progetto dell'armatura e le verifiche sul conglomerato seguono gli stessi criteri che per il Modello a tiranti e puntoni (*Strut and Tie, S&T*).

Il campo di sforzo tangenziale agente nei pannelli, porta all'adozione di una maglia di armature diffuse in due direzioni. Per il progetto dell'armatura diffusa in sistemi in regime di membrana, sono stati proposti in letteratura diversi metodi (Nielsen 1984, Gupta 1984, Vecchio e Collins 1986, Fialkow 1990, Hsu 1991). In

funzione della quantita' di armatura e dei valori dei rapporti di armatura nelle due direzioni, la rottura di un elemento di membrana puo' essere di tipo (a) duttile-duttile, (b) duttile-fragile, (c) fragile-fragile; (d) bilanciata (Hsu 1993). In questa formulazione di base del Modello S&P si considerano attive nel pannello le sole sollecitazioni di tipo tangenziale e si tratta per brevita' il problema di progetto riferendolo al solo caso di rottura *duttile-duttile*, per la quale le armature di entrambi gli ordini di barre si snervano. Con riferimento alla Fig. 3, siano:

- $\sigma_t, \sigma_c$  gli sforzi principali di trazione e di compressione nel calcestruzzo;
- $f_{sx}, f_{sy}$  gli sforzi nelle armature rispettivamente allineate con le direzioni  $x$  e  $y$ .
- $\alpha$  l'angolo formato dagli assi  $x$  e  $y$  e le direzioni degli sforzi principali.

Per sovrapposizione degli sforzi nella matrice di calcestruzzo e nelle armature diffuse che compongono l'elemento di membrana si ottengono le seguenti tre equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_t \cos^2 \alpha + \sigma_c \sin^2 \alpha + \rho_x f_{sx} \\ \sigma_y = \sigma_t \sin^2 \alpha + \sigma_c \cos^2 \alpha + \rho_y f_{sy} \\ \tau_{xy} = (\sigma_t - \sigma_c) \sin \alpha \cos \alpha \end{cases} \quad (3)$$

Per  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ , la terza equazione consente di esprimere  $\sigma_c$  in funzione di  $\tau_{xy}$ . Sostituendo nelle prime due equazioni, si ottiene:

$$\sigma_c = -\frac{\tau_{xy}}{\sin \alpha \cos \alpha}, \quad \rho_x = \frac{\tau_{xy} \tan \alpha}{f_{sx}}$$

$$\rho_y = \frac{\tau_{xy} \cot \alpha}{f_{sy}} \quad (4)$$

L'armatura totale  $(\rho_x + \rho_y)$  e' minima quando, in accordo con l'ipotesi che entrambe le armature siano snervate, e'  $\alpha = \text{atan} \sqrt{\lambda}$ , dove  $\lambda = f_{yx}/f_{yy}$  e  $f_{yx}, f_{yy}$  sono le tensioni di snervamento delle armature rispettivamente in direzione  $x$  e  $y$ . Ne segue:

$$\sigma_c = -|\tau_{xy}| \cdot \left[ \sqrt{\lambda} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \right] \quad \rho_x = \sqrt{\lambda} \cdot \frac{|\tau_{xy}|}{f_{sx}}$$

$$\rho_y = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \frac{|\tau_{xy}|}{f_{yy}} \quad (5)$$

Deve essere verificato che per questi rapporti, lo sforzo nel calcestruzzo sia  $f_c^* < \sigma_c < 0$ , essendo  $f_c^* = \nu f_{cd}$  dove  $f_{cd}$  e' il valore di calcolo del conglomerato e  $\nu$  il *fattore di efficienza*.

5. APPLICAZIONI

Si considera una delle travi alte studiate da Leonhardt and Walther (1966) e si mostra, per passi, un esempio di modellazione S&P. In una prima parte si sviluppa l'analisi elastica fino ad ottenere gli spostamenti generalizzati e le azioni interne nei correnti e nei pannelli. Successivamente si determinano le sezioni di armatura e si confrontano i risultati con quelli del modello sperimentale.

Si considera per simmetria solo meta' trave, suddividendola in due pannelli come illustrato in Fig.4, in cui e' anche riportata la numerazione dei gradi di liberta' (g.d.l.) per i pannelli e i correnti: nella Fig.5, e' poi presentata la numerazione complessiva.

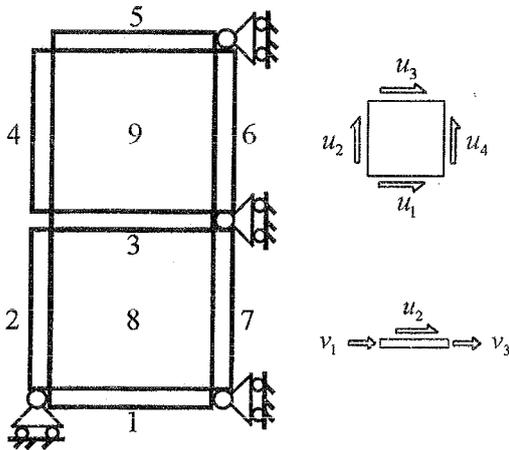


Fig.4. Discretizzazione di meta' trave alta e numerazione dei g.d.l. per i pannelli ed i correnti.

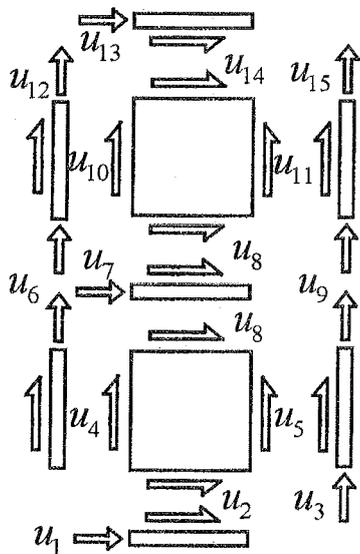


Fig.5. Numerazione dei gradi di liberta' della discretizzazione.

Nel seguito sono schematicamente riportati gli elementi che concorrono alla formazione del modello numerico della struttura.

• Caratteristiche dei correnti esterni.

- Lunghezza:  $l=750\text{mm}$ ; modulo elastico del calcestruzzo:  $E=29000\text{MPa}$ ; sezione:  $A=5000\text{mm}^2$  ( $50 \times 100\text{mm}$ );
- Matrice di flessibilita':

$$F = \frac{l}{6 \cdot E \cdot A} \cdot \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} = \tag{6}$$

$$\begin{bmatrix} 1.724 \cdot 10^{-6} & -8.621 \cdot 10^{-7} \\ -8.621 \cdot 10^{-7} & 1.724 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

- Matrice di trasformazione:

$$N = \begin{bmatrix} -1 & \frac{1}{l} & 0 \\ 0 & \frac{1}{l} & -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0.00133 & 0 \\ 0 & 0.00133 & -1 \end{bmatrix} \tag{7}$$

- Matrice di rigidezza:

$$K = N^T \cdot F^{-1} \cdot N = \frac{2EA}{l} \cdot \begin{bmatrix} 2 & -\frac{3}{l} & 1 \\ -\frac{3}{l} & \frac{6}{l^2} & -\frac{3}{l} \\ 1 & -\frac{3}{l} & 2 \end{bmatrix} = \tag{8}$$

$$= \begin{bmatrix} 773333.334 & -1546.667 & 386666.667 \\ -1546.667 & 4.124 & -1546.667 \\ 386666.667 & -1546.667 & 773333.334 \end{bmatrix}$$

• Caratteristiche dei correnti interni.

- Lunghezza:  $l=750\text{mm}$ ; modulo elastico calcestruzzo:  $E=29000\text{MPa}$ ; sezione:  $A=10000\text{mm}^2$  ( $100 \times 100\text{mm}$ );
- la matrice  $N$  è uguale alla precedente;
- la matrice  $F$  si ottiene dalla precedente, moltiplicandola per  $1/2$ ;
- la matrice di rigidezza  $K$  si ottiene dalla precedente, moltiplicandola per  $2$ ;

$$F = \frac{l}{6 \cdot E \cdot A} \cdot \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} = \tag{9}$$

$$= \begin{bmatrix} 8.621 \cdot 10^{-7} & -4.310 \cdot 10^{-7} \\ -4.310 \cdot 10^{-7} & 8.621 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}$$

$$N = \begin{bmatrix} -1 & \frac{1}{l} & 0 \\ 0 & \frac{1}{l} & -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0.00133 & 0 \\ 0 & 0.00133 & -1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$K = N^T \cdot F^{-1} \cdot N = \frac{2EA}{l} \begin{bmatrix} 2 & -\frac{3}{l} & 1 \\ -\frac{3}{l} & \frac{6}{l^2} & -\frac{3}{l} \\ 1 & -\frac{3}{l} & 2 \end{bmatrix} = \quad (11)$$

$$= \begin{bmatrix} 1546666.667 & -3093.334 & 773333.334 \\ -3093.334 & 8.249 & -3093.334 \\ 773333.334 & -3093.334 & 1546666.667 \end{bmatrix}$$

• Caratteristiche dei pannelli.

- rapporto  $a/b=1$ ; spessore  $t=100\text{mm}$ ; area pannello  $A_p=750 \times 750\text{mm}^2$ ; modulo elastico del calcestruzzo:  $E=29000\text{MPa}$ , coefficiente di Poisson:  $0.2$ , modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo:  $G=12083.3\text{MPa}$ ;
- Matrice di flessibilità:

$$F = \frac{A_p}{G \cdot t} \cdot \frac{a^2}{b^2} = 0.466 \quad (12)$$

- Matrice di trasformazione:

$$N = \begin{bmatrix} -\frac{a}{b} & -1 & -\frac{a}{b} & -\frac{a^2}{b^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & -1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

(si fa rilevare il cambio dei segni per tenere conto della differente convenzione dei versi dei gradi di libertà nel pannello nelle Figg.4 e 5)

- Matrice di rigidezza:

$$K = N^T \cdot F^{-1} \cdot N = \frac{G \cdot t}{A_p} \begin{bmatrix} 1 & \frac{1}{r} & 1 & r \\ \frac{1}{r} & \frac{1}{r^2} & \frac{1}{r} & 1 \\ 1 & \frac{1}{r} & 1 & r \\ r & 1 & r & r^2 \end{bmatrix} = \quad (14)$$

$$= 2.148 \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

• Tabella delle incidenze.

Nella tabella di sotto riportata, sono numerati i gradi di libertà dei vari elementi in cui si è discretizzata la trave alta: il simbolo (x) denota un vincolo cinematico, mentre il simbolo (-) implica la non esistenza del corrispondente spostamento.

	g.d.l. 1	g.d.l. 2	g.d.l. 3	g.d.l. 4
Corrente 1	1	2	x	-
Corrente 2	x	4	6	-
Corrente 3	7	8	x	-
Corrente 4	6	10	12	-
Corrente 5	13	14	x	-
Corrente 6	9	11	15	-
Corrente 7	3	5	9	-
Pannello 8	2	4	8	5
Pannello 9	8	10	14	11

• Vettore dei termini noti.

$$P = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0.25 \cdot p_u \\ 0 \\ 0 \\ -0.25 \cdot p_u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -298.75 \\ 0 \\ 0 \\ -298.75 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \quad (15)$$

( $p_u = 1195\text{kN}$  e' il carico di rottura rilevato sperimentalmente).

• Assemblaggio della matrice di rigidezza della struttura.

Si pone:

- $K^1 = K^2 = K^4 = K^5 =$  matrice di rigidezza  $K$  del corrente esterno;
- $K^3 =$  matrice di rigidezza  $K$  del corrente interno;
- $K^6 = K^7 =$  matrice di rigidezza del corrente interno divisa per 2 = matrice di rigidezza del corrente esterno;
- $K^8 = K^9 =$  matrice di rigidezza del pannello.

La matrice di rigidezza dell'intera struttura in forma simbolica e in forma numerica sono rispettivamente:

$$K_g = \begin{bmatrix} K_{1,1}^1 & K_{1,2}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^1 + K_{1,1}^8 & 0 & K_{1,2}^8 & K_{1,4}^8 & 0 & 0 & K_{1,3}^8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{1,1}^7 & 0 & K_{1,2}^7 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,3}^7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^2 + K_{3,2}^8 & K_{2,4}^8 & K_{2,3}^2 & 0 & K_{3,4}^8 & K_{2,3}^7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^7 + K_{4,4}^8 & 0 & 0 & 0 & K_{3,4}^8 & K_{2,3}^7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{3,3}^2 + K_{4,4}^8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,2}^4 & 0 & K_{1,3}^4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{1,1}^3 & K_{1,2}^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^3 + K_{3,3}^9 + K_{1,1}^9 & 0 & K_{1,2}^9 & K_{1,4}^9 & 0 & 0 & K_{1,3}^9 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,3}^9 & 0 & 0 & 0 \\ K_{1,1}^6 + K_{3,3}^7 & 0 & 0 & K_{1,2}^6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,3}^6 \\ K_{2,2}^4 + K_{2,2}^9 & K_{2,4}^9 & K_{2,3}^4 & 0 & 0 & 0 & K_{2,2}^9 + K_{4,4}^9 & K_{2,3}^4 & 0 & 0 & 0 & K_{2,3}^9 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^6 + K_{4,4}^9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{3,3}^4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{1,1}^5 & K_{1,2}^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,2}^5 + K_{3,3}^8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{3,3}^6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$K_g = \begin{bmatrix} 773333.3 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6.273 & 0 & 2.148 & -2.148 & 0 & 0 & -2.148 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 773333.3 & 0 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 386666.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6.273 & -2.148 & -1546.6 & 0 & -2.148 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6.273 & 0 & 0 & 2.148 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1546666.6 & 0 & 0 & 0 & -1546.6 & 0 & 386666.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1546666.6 & -3093.3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12.545 & 0 & 2.148 & -2.148 & 0 & 0 & -2.148 & 0 & 0 & 0 & -2.148 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1546666.6 & 0 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 386666.6 & 0 & 0 \\ 6.273 & -2.148 & -1546.6 & 0 & -2.148 & 0 & -2.148 & 0 & -2.148 & 0 & -2.148 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6.273 & 0 & 0 & 2.148 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 2.148 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 773333.3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 773333.3 & -1546.6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6.273 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 773333.3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

• Vettore spostamenti soluzione del sistema di equazioni di equilibrio.

$$U = \begin{bmatrix} -0.645 \\ -322.503 \\ -1.924 \\ -997.692 \\ -1604.344 \\ -2.445 \\ 0.258 \\ 129.346 \\ -2.569 \\ -2477.415 \\ -2442.508 \\ -4.118 \\ 0.127 \\ 63.810 \\ -3.986 \end{bmatrix} \quad (16)$$

Da questo vettore, si ricavano gli spostamenti relativi ai singoli elementi del modello.

Ad esempio, per il corrente 1, il vettore dei g.d.l. locali risulta:

$$u^1 = [U_1 \ U_2 \ 0]^T = [-0.645 \ -322.503 \ 0]^T \quad (17)$$

e, attraverso la relazione  $p^1 = K^1 \cdot u^1$ , si ottiene il vettore delle azioni agenti sul corrente, che, in forma adimensionalizzata, risulta:

$$p^1 / p_u = [0 \ -2.782 \cdot 10^{-4} \ 0.208] \quad (18)$$

Il corrente e' dunque compresso, con un diagramma di azioni assiali triangolare.

Per il pannello 8 si ha invece:

$$u^8 = [U_2 \ U_4 \ U_8 \ U_5]^T = \quad (19)$$

$$= [-322.503 \ -997.692 \ 129.346 \ -1604.344]^T$$

Con la relazione  $p^8 = K^8 \cdot u^8$ , si ottiene il vettore delle azioni nodali che, adimensionalizzato rispetto al carico di rottura  $p^u = 1195 kN$  e diviso per la lunghezza del lato verticale  $l_p = 750 mm$ , risulta:

$$p^8 \cdot l_p / p_u = [0.209 \ 0.209 \ -0.209 \ -0.209] \quad (20)$$

Nella Fig.6, i risultati dell'analisi elastica vengono di seguito utilizzati per il progetto delle armature. Il dimensionamento è stato svolto in modo da avere rottura duttile-duttile, per la quale le armature di entrambi gli ordini si snervano prima dello schiacciamento del calcestruzzo.

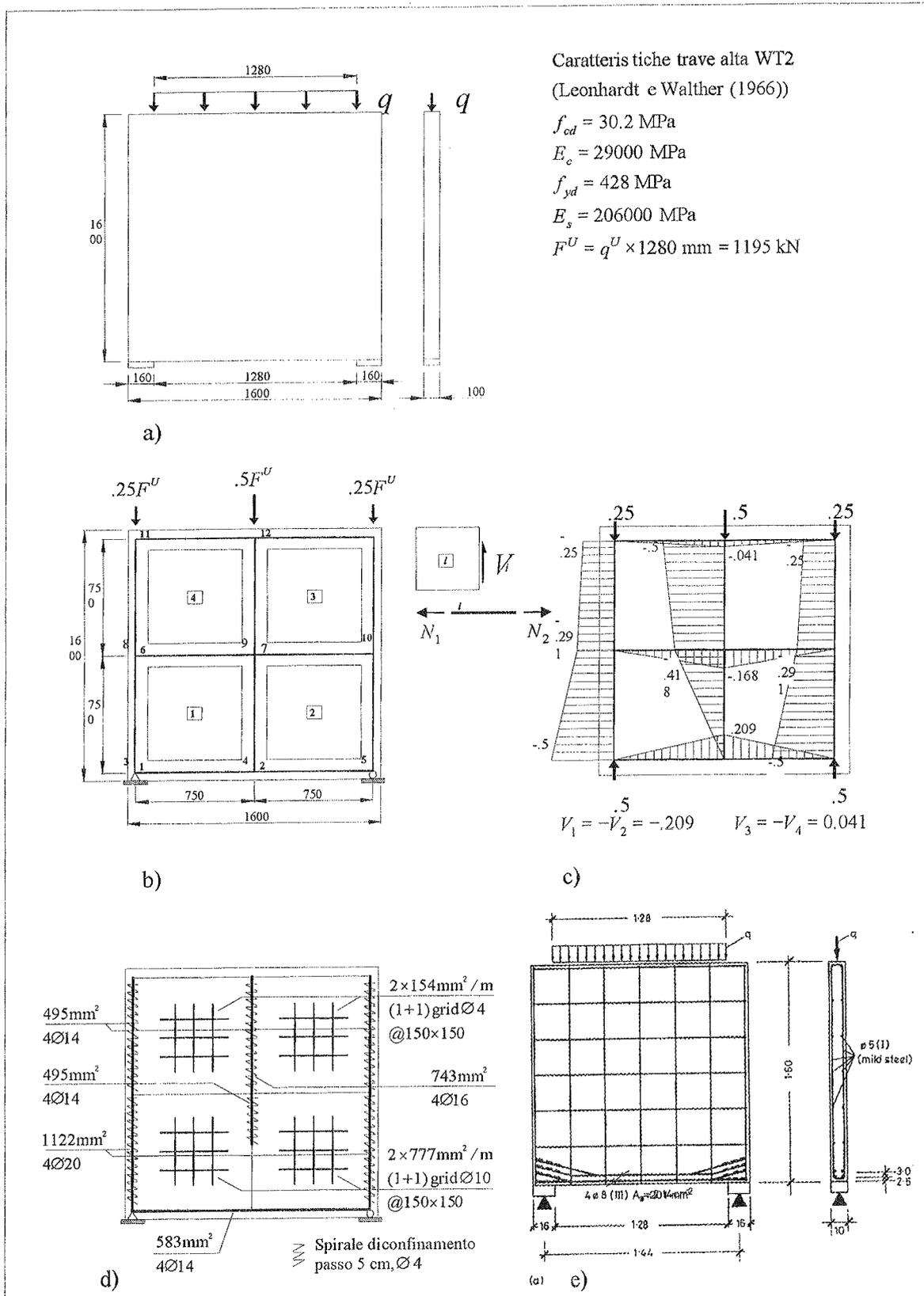


Fig. 6. (a) Trave alta WT2. (b) Modello Stringer-Panel. (c) Risultati dell'analisi elastica. Configurazione delle armature secondo (d) il Modello S&P (e) Leonhardt e Walther (1966).



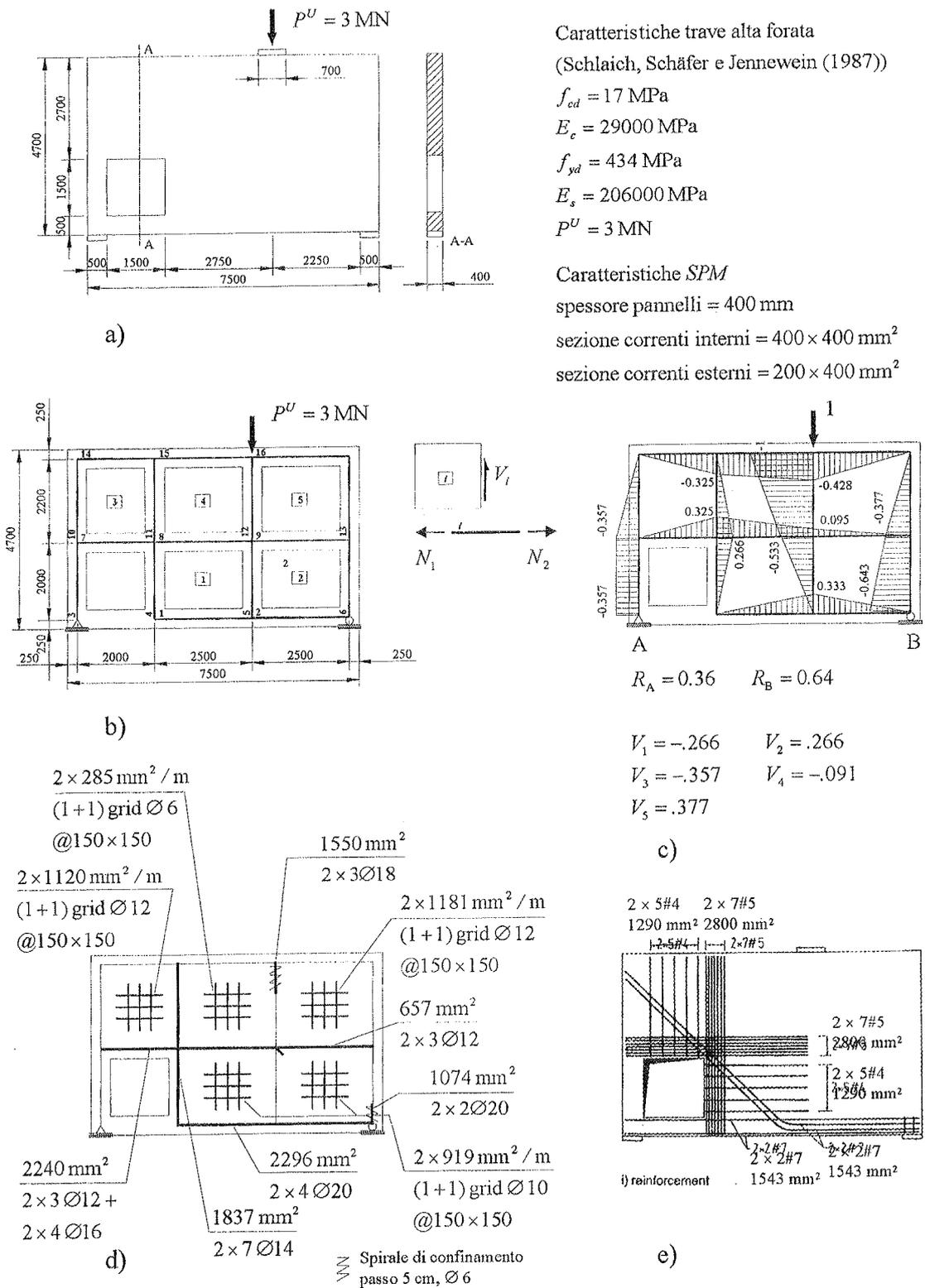


Fig.8. (a) Trave alta con foro. (b) discretizzazione con Modello S&P. (c) Risultati dell'analisi elastica. Disposizione delle armature in accordo con (d) Modello S&P e (e) Schlaich et al. (1987).

In particolare, nella Fig.6.d la spirale di confinamento deriva dall'applicazione del carico concentrato nel modello: per il carico reale uniformemente distribuito, tali spirali indicano la necessita' di collegamenti fra le due reti di armatura sulle due facce della parete. L'armatura della stessa trave e' progettata nella Fig.7 con i risultati di una analisi condotta con una discretizzazione che presenta un reticolo di 3x3 pannelli e i relativi correnti. Dal confronto fra i quantitativi di armatura della Fig.6 e della Fig.7, si puo' osservare come il progetto sia poco influenzato dalla discretizzazione usata nella analisi elastica con S&P. Si osserva invece che le armature così ottenute sono molto più elevate che non quelle del modello di Leonhardt e Walther. Questo avviene perché il progetto, qui basato su di un meccanismo resistente riferito ad un comportamento elastico, è stato svolto per il carico ultimo sperimentale, al quale invece corrisponde un meccanismo resistente ultimo diverso e caratterizzato, in particolare, da un più elevato braccio di coppia interna. A maggior carico corrispondono, in una rianalisi elastica, maggiori armature.

Nella Fig.8, sono presentati i risultati per il progetto dell'armatura della trave alta forata studiata da Schlaich et al. (1987) come applicazione caratteristica del metodo Strut and Tie. Le Figg.5.d,e confrontano le configurazioni di armature individuate attraverso il Modello S&P qui adottato e il Modello S&T.

## 6. CONCLUSIONI

Il Modello a pannelli e correnti (*Stringer Panel Method, S&PM*) rappresenta un approccio al progetto di elementi in C.A. con stati di sforzo diffusivi. Anche se nei limiti di particolari e prefissati campi di sforzo, il Modello S&P effettua allo stesso tempo sia l'analisi strutturale, sia la suddivisione in sottosistemi lavoranti in tensione/compressione ed in regime di membrana a puro taglio. Poiché considera come attive le deformazioni per scorrimento, lo S&PM tende a lavorare ad un livello di analisi più alto che non il modello a traliccio Strut & Tie. Per questo, lo S&PM può essere considerato come un effettivo strumento di analisi con buone caratteristiche di convergenza. In ogni caso lo S&P porta a definire uno stato di sforzo in ogni punto del continuo assegnato. In tal modo esso non esclude quelle parti secondarie, a più bassi livelli di sforzo.

Per effetto di una maggior gradualità del processo diffusivo, i risultati ottenuti dal Modello S&P comportano l'adozione di barre per le armature concentrate con lunghezza maggiore che possono migliorare sia la risposta fessurativa, sia la capacità di redistribuzione degli sforzi. Mediante adeguati criteri di progetto per stati membranali in grado di tenere conto

dell'effettivo regime biassiale presente nella struttura, lo S&P consente un più accurato tracciamento delle disposizioni costruttive di armatura. La posizione intermedia tra S&TM e FEM consente, infine, il suo sviluppo a più alti livelli di analisi e l'impiego in procedure interattive orientate al CAD di elementi in calcestruzzo armato.

RINGRAZIAMENTI. Questo lavoro deriva dall'attività di ricerca svolta con il contributo del fondo MURST 40% -1996 assegnato all'Unità di Udine, Dipartimento di Ingegneria Civile per il Progetto Calcestruzzi ad Alta Resistenza Responsabile Prof. P. Gambarova.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- Argyris, J.H. (1960), *Energy Theorems and Structural Analysis*, Butterworth&Co. Ltd., London.
- Blaauwendraad J., Hoogenboom, P.C.J., (1996), "Stringer Panel Model for Structural Concrete Design", *ACI Structural Journal*, **93**(3), 295-305.
- Fialkow, M.N. (1990) "Behaviour of Reinforced Concrete Membranes with Compatible Stress and Cracking", *ACI Struct. J.*, **87**(5), 571-582.
- Gupta, A.K., (1984) "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: a Review", *Nuclear Engineering and Design*, **82**(10), 63-75.
- Hoogenboom, P.C.J., (1998), "Discrete Elements and Nonlinearity in Design of Structural Concrete Walls", *Dissertation*, Delft University of Technology.
- Hsu, T.T.C. (1993), *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton.
- Nielsen, M.P. (1984), *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, Prentice Hall, Englewood Cliffs (NJ).
- Kærn, J.C. (1979), "The Stringer Method Applied to Discs with Holes", *LABSE Colloquium, Plasticity in R. C.*, Copenhagen, **29**, 87-93.
- Leonhardt, F., Walther, R. (1966), "Wandartige Träger", *DAfStb. Heft No. 178*, Ernst&Sohn, Berlin.
- Przemieniecki, J.S. (1968), *Theory of Matrix Structural Analysis*, McGraw-Hill, New York.
- Robinson, J.S. (1966), *Structural Matrix Analysis for the Engineer*, John Wiley & Sons, London.
- Schlaich, J., Schäfer, K. and Jennewin, M. (1987), "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", *PCI Journal*, **32**(3), 72-150.
- Simone, A. (1998), "Progetto di strutture in c.a. con il Metodo a pannelli e correnti.", Tesi di laurea, Politecnico di Milano.
- Vecchio F.J. and Collins M.P. (1986), "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI Struct. Journal*, **83**(2), 219-231.