

EVOLUZIONE DELLE TECNOLOGIE DELLA PRESOLLECITAZIONE

Presidente di sessione: prof.ing. Giorgio MACCHI

Relatore generale: prof.ing. Giuseppe MANCINI

INFLUENZA DELLA PRECOMPRESSIONE SUL MECCANISMO RESISTENTE A TAGLIO - FLESSIONE TRASVERSALE NELLE ANIME DI PONTI A CASSONE

Vincenzo Ilario CARBONE

Professore a contratto di Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Torino

Luca GIORDANO

Allievo Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture, Politecnico di Torino

Giuseppe MANCINI

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Nella memoria viene proposto un metodo di dimensionamento ultimo di elementi d'anima in calcestruzzo armato appartenenti a ponti scatolari, nei quali può aver luogo la combinazione di sollecitazioni taglio-flessione trasversale; in particolare si mettono in luce sia l'effetto favorevole che quello sfavorevole della precompressione, rispettivamente riconducibili ad una riduzione dell'armatura a taglio ed ad un incremento del livello di sollecitazione del campo obliquo di tensioni d'anima. Viene altresì presentato un esempio numerico di dimensionamento e vengono tracciati i diagrammi adimensionali di progetto.

SUMMARY

A design method for webs of concrete box girders is presented, taking into account the combinations of longitudinal shear, transverse bending and longitudinal prestressing. One put in evidence the favourable and unfavourable effect of prestressing, respectively responsible of a reductions in the shear reinforcement and of an increase of stress level in web concrete. Finally a practical design example is presented and non-dimensional design interaction diagrams are drawn.

1. INTRODUZIONE

Il progetto delle anime dei ponti a cassone in presenza di taglio longitudinale, flessione trasversale e precompressione può essere agevolmente affrontato con l'utilizzazione del modello resistente lastra-piastra per gli elementi in calcestruzzo (G. Fanti, G. Mancini, [1], [2]), sia pure con l'introduzione di alcune ipotesi semplificative che non alterano significativamente la filosofia progettuale (G. Mancini, P. Napoli, A. Recupero, [3], [4]). Peraltro la recente definizione (V.I. Carbone, L. Giordano, G. Mancini, [5], [6]) di un criterio di resistenza per il calcestruzzo, soggetto a campi di compressione obliqua, determinati da una qualunque combinazione di azioni su un elemento lastra, consente di valutare realisticamente l'effetto resistente esercitato dalla precompressione longitudinale. È quindi possibile definire una procedura di progetto e/o verifica di sicura affidabilità nell'ambito

dell'approccio semiprobabilistico della sicurezza.

2. MODELLO RESISTENTE

Il modello resistente per la combinazione di taglio longitudinale, flessione trasversale e precompressione longitudinale viene sviluppato nell'ambito delle seguenti ipotesi:

- il taglio verticale V_{sd} può essere considerato costante su un tratto Δy e quindi ci si può riferire al taglio unitario $v^* = V_{sd}/\Delta y$ (fig. 1);
- il momento trasversale può essere considerato costante su un tratto Δy e ci si può riferire ad un momento unitario $m_x^* = M_{sd}/\Delta x$;
- la precompressione è costante nel tratto di lunghezza Δx e lungo l'altezza Δy ; è quindi possibile definire una forza di precompressione per unità di lunghezza $p^* = P_d/\Delta y$;

- è trascurabile l'effetto del taglio trasversale indotto dalla variazione, lungo l'altezza dell'anima, del momento resistente.

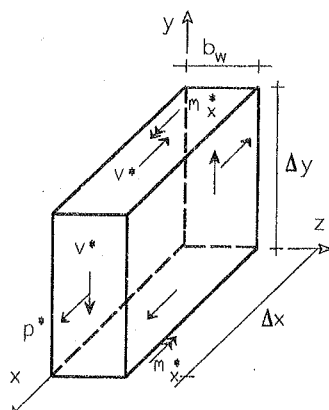


Figura 1. Elemento d'anima e azioni agenti.

In tale ambito, l'elemento d'anima considerato, allo stato limite ultimo, può essere analizzato tramite il modello resistente piastra-lastra, che degenera in una coppia di lastre di spessore z_1 e z_2 (fig. 2), rispettivamente soggette a forze membranali di trazione e compressione per effetto del momento flettente m^* trasversale e della precompressione p^* ed a forze membranali di taglio per effetto del taglio v^* .

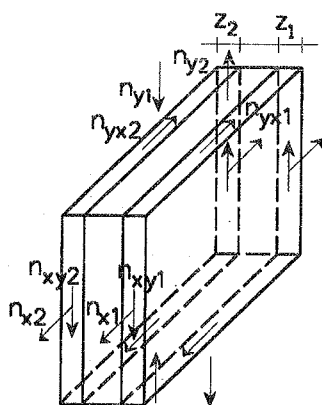


Figura 2. Modello sandwich.

Le forze e le conseguenti tensioni agenti nei pannelli sono di seguito elencate:

$$n_{xy1}^* = v^* \frac{b_w - z_2}{2b_w - z_1 - z_2} \quad \tau_1 = \frac{n_{xy1}^*}{z_1} \quad (1)$$

$$n_{xy2}^* = v^* \frac{b_w - z_1}{2b_w - z_1 - z_2} \quad \tau_2 = \frac{n_{xy2}^*}{z_2} \quad (2)$$

$$n_{y1}^* = \frac{m_x^*}{b_w - (z_1 + z_2)/2} \quad \sigma_{y1} = \frac{n_{y1}^*}{z_1} \quad (3)$$

$$n_{y2}^* = \frac{m_x^*}{b_w - (z_1 + z_2)/2} \quad \sigma_{y2} = -\frac{n_{y2}^*}{z_2} \quad (4)$$

$$n_{x1}^* = p^* \frac{b_w - z_2}{2b_w - z_1 - z_2} \quad \sigma_{x1} = \frac{n_{x1}^*}{z_1} \quad (5)$$

$$n_{x2}^* = p^* \frac{b_w - z_1}{2b_w - z_1 - z_2} \quad \sigma_{x2} = \frac{n_{x2}^*}{z_2} \quad (6)$$

Il progetto di ciascuna delle lastre viene effettuato utilizzando il seguente criterio di resistenza per il campo di tensioni oblique nel calcestruzzo:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = 0.55 - 0.12 \times \ln |\vartheta_u - \vartheta_{el}| \quad (7)$$

in cui f_c corrisponde alla resistenza del calcestruzzo, ϑ_u è l'angolo di inclinazione sull'asse x della tensione principale di compressione all'atto della fessurazione (valutata in sezione non fessurata), ϑ_{el} è l'angolo del campo di tensioni nel calcestruzzo sull'asse x , valutato allo stato limite ultimo con l'applicazione della teoria della plasticità. La (7) deve poi intendersi limitata al valore 0.85 quando si pervenga alla fessurazione del

pannello allo stato limite ultimo ed a $0.85 \frac{1 + 3.65\alpha}{(1 + \alpha)^2}$

quando lo stato tensionale indotto dalle σ_{y1} , σ_{y2} , σ_{x1} , σ_{x2} sia tale da non consentire il raggiungimento dello stato non fessurato.

L'utilizzazione della (7) e l'imposizione delle condizioni di equilibrio in campo plastico alla lastra in c.a. consentono di pervenire al diagramma di progetto e/o verifica per il calcestruzzo riportato in figura 3.

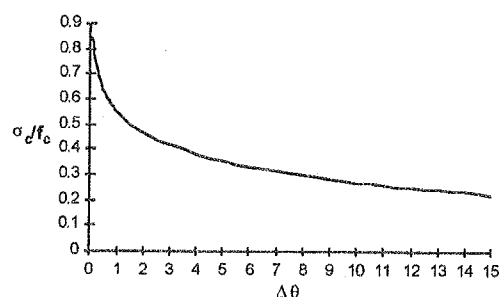


Figura 3. Diagramma di progetto/verifica del cls.

Si può a questo punto procedere alla definizione del modello resistente operando con termini adimensionali, tramite l'introduzione dei parametri $\xi_1 = z_1/b_w$ e $\xi_2 = z_2/b_w$, dividendo le (1)-(6) per il prodotto $b_w f_{cd}$, nonché con le posizioni:

$$\eta = \frac{v^*}{b_w f_{cd}} = \frac{V_{Sd}}{b_w \Delta y f_{cd}}, \quad \mu = \frac{m_x^*}{b_w^2 f_{cd}} = \frac{M_{Sdx}}{b_w^2 \Delta x f_{cd}},$$

$$\chi = \frac{p^*}{b_w f_{cd}} = \frac{P_d}{b_w \Delta y f_{cd}}.$$

Si ottiene allora:

$$n_{xy1} = \frac{n_{xy1}^*}{b_w f_{cd}} = \eta \frac{1 - \xi_2}{2 - \xi_1 - \xi_2} \quad (8)$$

$$n_{xy2} = \frac{n_{xy2}^*}{b_w f_{cd}} = \eta \frac{1 - \xi_1}{2 - \xi_1 - \xi_2} \quad (9)$$

$$n_y = \frac{n_{y1}^*}{b_w f_{cd}} = \frac{n_{y2}^*}{b_w f_{cd}} = \mu \frac{2}{2 - \xi_1 - \xi_2} \quad (10)$$

$$n_{x1} = \frac{n_{x1}^*}{b_w f_{cd}} = \chi \frac{1 - \xi_2}{2 - \xi_1 - \xi_2} \quad (11)$$

$$n_{x2} = \frac{n_{x2}^*}{b_w f_{cd}} = \chi \frac{1 - \xi_1}{2 - \xi_1 - \xi_2} \quad (12)$$

Si possono inoltre adimensionalizzare le tensioni rispetto alla resistenza di calcolo f_{cd} :

$$t_1 = \frac{\tau_1}{f_{cd}} = \eta \frac{1 - \xi_2}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} \quad (13)$$

$$t_2 = \frac{\tau_2}{f_{cd}} = \eta \frac{1 - \xi_1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} \quad (14)$$

$$s_{y1} = \frac{\sigma_{y1}}{f_{cd}} = \frac{2\mu}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} \quad (15)$$

$$s_{y2} = \frac{\sigma_{y2}}{f_{cd}} = -\frac{2\mu}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} \quad (16)$$

$$s_{x1} = \frac{\sigma_{x1}}{f_{cd}} = \chi \frac{1 - \xi_2}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} \quad (17)$$

$$s_{x2} = \frac{\sigma_{x2}}{f_{cd}} = \chi \frac{1 - \xi_1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} \quad (18)$$

Nella lastra con indice 1, in presenza di armature longitudinali e trasversali, per effetto delle azioni agenti s_{x1} , s_{y1} , t_1 è generato un campo di tensioni oblique nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cl} = \frac{\tau_1}{\sin \vartheta_{u1} \cos \vartheta_{u1}} \leq \nu f_{cd} = (a + b \times \ln |\vartheta_{u1} - \vartheta_{el1}|) f_{cd} \quad (19)$$

che, in condizioni di completa utilizzazione della resistenza del calcestruzzo, consente di valutare la τ_1 :

$$\tau_1 = (a + b \times \ln |\vartheta_{u1} - \vartheta_{el1}|) f_{cd} \sin \vartheta_{u1} \cos \vartheta_{u1} \quad (20)$$

che, tenuto conto della adimensionalizzazione fornita dalla (13), consente di valutare η , una volta noti ξ_1 e ξ_2

$$\eta = \frac{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1}{1 - \xi_2} (a + b \times \ln |\vartheta_{u1} - \vartheta_{el1}|) \sin \vartheta_{u1} \cos \vartheta_{u1} \quad (21)$$

Nella stessa lastra l'armatura trasversale, presente con percentuale geometrica $\rho_{y1} = A_{sy1}/z_1 \Delta x$, è soggetta a tensione σ_{sy} tale che risulti:

$$\sigma_{sy} \rho_{y1} = \sigma_{y1} + \tau_1 \operatorname{tg} \vartheta_{u1} \quad (22)$$

che adimensionalizzata diventa:

$$\omega_{y1} = s_{y1} + t_1 \operatorname{tg} \vartheta_{u1} \quad (23)$$

e ricordando le (13) e (15) diventa:

$$\omega_{y1} = \frac{1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} [2\mu + \eta(1 - \xi_2) \operatorname{tg} \vartheta_{u1}] \quad (24)$$

Analogamente per l'armatura longitudinale, presente con percentuale geometrica $\rho_{x1} = A_{sx1}/z_1 \Delta y$, si ottiene:

$$\sigma_{sx} \rho_{x1} = \sigma_{x1} + \tau_1 \cot g \vartheta_{u1} \quad (25)$$

$$\omega_{x1} = s_{x1} + t_1 \cot g \vartheta_{u1} \quad (26)$$

ed in definitiva tramite le (13) e (17):

$$\omega_{x1} = \frac{1 - \xi_2}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} [\chi + \eta \operatorname{ctg} \vartheta_{u1}] \quad (27)$$

Se adesso si opera in stretta analogia nella lastra contraddistinta dall'indice 2, si perviene alle seguenti equazioni adimensionali:

$$\eta = \frac{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2}{1 - \xi_1} (a + b \times \ln |\vartheta_{u2} - \vartheta_{el2}|) \sin \vartheta_{u2} \cos \vartheta_{u2} \quad (28)$$

$$\omega_{y2} = \frac{1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} [-2\mu + \eta(1 - \xi_1) \operatorname{tg} \vartheta_{u2}] \quad (29)$$

$$\omega_{x2} = \frac{1 - \xi_1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} [\chi + \eta \operatorname{ctg} \vartheta_{u2}] \quad (30)$$

Utilizzando ora le equazioni adimensionali (21), (24), (27), (28), (29), (30), si possono tracciare delle superfici di interazione nelle variabili μ , η , χ , ω_i , seguendo la procedura di seguito indicata:

- si calcolano gli angoli ϑ_{el1} e ϑ_{el2} seguendo l'evoluzione reale delle azioni;
- si fissano valori di tentativo per ξ_1 , ξ_2 e χ , con $\xi_1 + \xi_2 \leq 1$;
- con i valori assunti di ξ_1 , ξ_2 si fa variare ω_{y1} in un intervallo di valori fissato a priori;
- per ogni valore di ω_{y1} si considerano valori differenti di ϑ_{u1} , nell'ambito di un intervallo prefissato;
- avendo quindi assunto ϑ_{el1} , ξ_1 , ξ_2 , χ , ω_{y1} e ϑ_{u1} , si può calcolare η tramite la (21) e conseguentemente μ dalla (24) e ω_{x1} dalla (27).

Dal punto di vista fisico, la procedura sovraesposta assume il seguente significato:

- l'individuazione di ϑ_{el1} corrisponde a definire il dominio resistente del calcestruzzo (fig. 4a e 4b);
- la scelta di ω_{y1} individua altresì il dominio resistente dell'armatura trasversale;
- l'adozione di ϑ_{u1} individua il corrispondente valore di t_1 corrispondente allo sfruttamento totale del calcestruzzo e consente, tramite la (13), la valutazione di η .

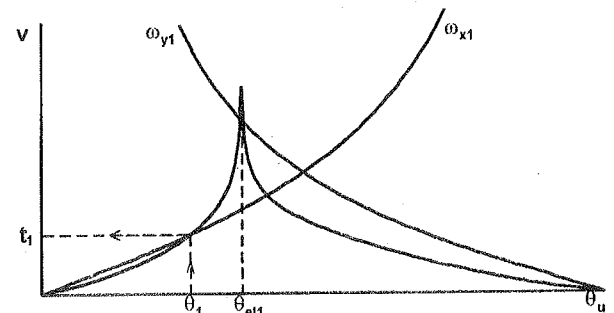


Figura 4a.

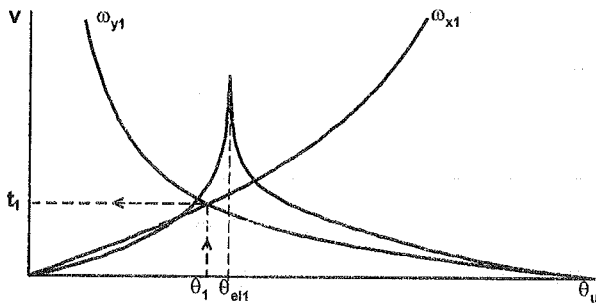


Figura 4b.

Possono a questo punto verificarsi le due seguenti situazioni, rispettivamente illustrate nelle fig. 4a e 4b:

- nel caso della fig. 4a l'armatura corrispondente ad ω_{y1} è in eccesso rispetto alle richieste di t_1 e quindi può anche essere parzialmente impiegata per equilibrare l'eventuale forza di trazione conseguente al momento trasversale; è pertanto possibile valutare il momento trasversale resistente compatibile con la situazione corrente tramite la (24);
- nel caso della fig. 4b invece tutta l'armatura trasversale è impegnata nella resistenza a taglio, per cui risulta $\mu=0$; in ogni caso, noti ϑ_{u1} , χ e t_1 (quest'ultimo valutato tramite ω_{y1} , in quanto più condizionante) è immediato calcolare ω_{x1} tramite la (26).

Occorre peraltro evidenziare che per ogni $\vartheta_u > \vartheta_{el}$ le condizioni di resistenza risultano meno favorevoli; infatti, avuto riguardo delle fig. 5a e 5b, si può osservare che ad un singolo valore di t_1 si può far fronte con due differenti valori di ϑ_u , di cui però il maggiore consente sempre di assorbire un minore valore del momento trasversale μ , venendo a configurare una situazione di equilibrio in disaccordo con il postulato del teorema statico della plasticità.

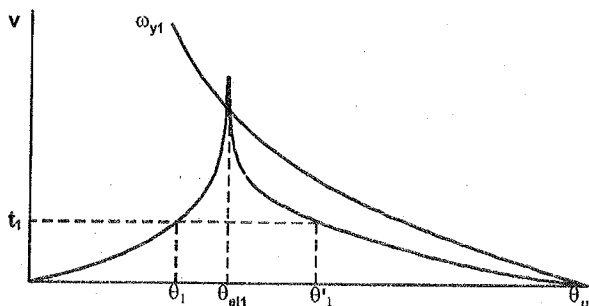


Figura 5a.

In pratica quindi è solo possibile indagare la configurazione ultima contraddistinta da valori di ϑ_u tali che risulti $0 \leq \vartheta_u \leq \vartheta_{el}$.

Ritornando ora alla procedura illustrata in precedenza, si deve solo aggiungere che, essendo noto il comportamento della lastra 1, si può passare ad operare sulla lastra 2:

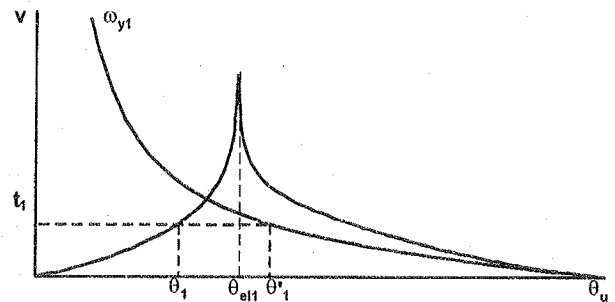


Figura 5b.

- poiché ora è noto η è possibile ricavare ϑ_{u2} direttamente dalla (28);
- conseguentemente si valutano ω_{y2} e ω_{x2} tramite le (29) e (30), poiché peraltro anche μ è noto.

La procedura sovraesposta, che ha un chiaro riscontro interpretativo di carattere fisico, richiede però di fissare preventivamente i valori di ξ_1 e ξ_2 , sia pure con la limitazione sopra indicata.

Un logico criterio ispiratore nella scelta delle variabili potrebbe consistere nell'obiettivo di minimizzare l'armatura totale dell'anima; in tal caso però la procedura sovraesposta risulta difficilmente percorribile, in quanto in essa si richiede di fissare un valore di armatura. Risulta invece più semplice determinare le armature in funzione delle azioni presenti, nonché di ξ_1 , ξ_2 , ϑ_{u1} , ϑ_{u2} , quindi operare con un processo di minimizzazione della quantità di armatura richiesta. In pratica occorre effettuare i seguenti passi:

- calcolare ϑ_{el1} , ϑ_{el2} e fissare χ ;
- prefissare i valori di partenza di ξ_1 , ξ_2 , ϑ_{u1} , ϑ_{u2} ;
- far variare η e μ in un intervallo prefissato a priori;
- calcolare le armature longitudinali e trasversali tramite le (24), (27), (29), (30);
- ricalcolare le armature, secondo la procedura indicata da G. Fanti e G. Mancini, 1995 [1], per tenere conto della loro effettiva posizione all'interno del calcestruzzo; in pratica ciò comporta che si tenga conto dei seguenti parametri sostitutivi:

$$\omega_{x1} = \omega_{x1} \frac{1 - \xi_1/2 - c/b_w}{1 - 2c/b_w} + \omega_{x2} \frac{\xi_2}{\xi_1} \frac{\xi_2/2 - c/b_w}{1 - 2c/b_w} \quad (31)$$

$$\omega_{x2} = \omega_{x1} \frac{\xi_1}{\xi_2} \frac{\xi_1/2 - c/b_w}{1 - 2c/b_w} + \omega_{x2} \frac{1 - \xi_2/2 - c/b_w}{1 - 2c/b_w} \quad (32)$$

e degli analoghi in direzione y, ottenibili per semplice sostituzione degli indici, avendo indicato con c la distanza fra il baricentro delle armature ed il bordo del pannello;

- calcolare i nuovi valori delle variabili, in modo da minimizzare, secondo quanto esposto di seguito, la funzione $\omega_{TOT} = |\omega_{x1}| + |\omega_{x2}| + |\omega_{y1}| + |\omega_{y2}|$.

3. PROCEDURA DI OTTIMIZZAZIONE DELL'ARMATURA TOTALE.

La procedura di ottimizzazione può essere condotta con l'ausilio di un codice in grado di valutare il massimo o il minimo di una funzione di n variabili, non lineare e vincolata mediante vincoli di uguaglianza lineari e/o di disuguaglianza anche non lineari. La scelta di tale codice si giustifica con le seguenti motivazioni:

- la funzione obiettivo (ω_{TOT}) deriva dalla somma di sottofunzioni chiaramente non lineari, nelle variabili $\xi_1, \xi_2, \vartheta_{u1}, \vartheta_{u2}$;
- la soluzione di minimo deve rispettare i seguenti limiti:

$$\xi_1 + \xi_2 - 1 \leq 0 \quad (33)$$

$$t_1 = \frac{\tau_1}{f_{cd}} \leq (a + b \times \ln|\vartheta_{u1} - \vartheta_{el1}|) \sin \vartheta_{u1} \cos \vartheta_{u1} \quad (34)$$

che equivale a scrivere in termini di disuguaglianza la (20):

$$\eta \frac{1 - \xi_2}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_1} - (a + b \times \ln|\vartheta_{u1} - \vartheta_{el1}|) \sin \vartheta_{u1} \cos \vartheta_{u1} \leq 0 \quad (35)$$

ed operando in analogia per la lastra 2:

$$\eta \frac{1 - \xi_1}{(2 - \xi_1 - \xi_2) \xi_2} - (a + b \times \ln|\vartheta_{u2} - \vartheta_{el2}|) \sin \vartheta_{u2} \cos \vartheta_{u2} \leq 0 \quad (36)$$

Le disuguaglianze (33), (35), (36) sono le funzioni limitanti il problema.

Dal punto di vista operativo, il codice costruisce una funzione di penalità costituita dalla funzione obiettivo a cui viene aggiunta la somma dei quadrati dei vincoli di uguaglianza opportunamente pesati e detratta la somma dei logaritmi dei vincoli di disuguaglianza, invertiti nel segno ed anch'essi pesati. Ovviamente il valore del peso è fornito dall'utente: una scelta di un valore molto piccolo per il peso corrisponde ad imporre che il peso relativo dei vincoli di disuguaglianza sia basso e quindi che la funzione penalità approssimi la funzione obiettivo, non essendo presenti vincoli di uguaglianza.

Nella specifica utilizzazione l'algoritmo risolutore si arresta quando la somma dei logaritmi dei vincoli di disuguaglianza opportunamente pesati minora o uguaglia una prefissata frazione della funzione di ottimizzazione, oppure quando l'incremento in passi successivi della funzione obiettivo è inferiore ad un valore molto piccolo di riferimento (10^{-7}). Ovviamente per l'utilizzazione del codice occorre fornire il campo di variabilità delle diverse variabili (limite inferiore e superiore), oltre al valore iniziale di ognuna di esse.

Si tratta in pratica della procedura suggerita da Fracco e Mc Cornick, 1968 [7], che ha fornito ottimi risultati nel caso in esame.

4. ESEMPIO APPLICATIVO.

La procedura sopradescritta viene applicata ad un ponte ferroviario con impalcato isostatico a sezione scatolare su luce di 40 m. La precompressione è realizzata con trefoli aderenti, il cui baricentro ha eccentricità di 1.25 m rispetto a quello della sezione; la forza totale di precompressione è pari, a tempo infinito, a 50000 kN. Viene analizzata una zona prossima all'appoggio, nella quale risulta più sfavorevole la combinazione, in sezione corrente, della flessione trasversale con il taglio longitudinale.

Nella tabella sottostante sono riportate le sollecitazioni (in un'anima all'attacco con l'ala), che corrispondono all'applicazione delle norme ferroviarie vigenti.

Tabella 1. Sollecitazioni caratteristiche.

Sollecitazione	$M_{k \text{ long}}$ [kN m]	$V_{k \text{ long}}$ [kN]	P_k [kN]	$M_{k \text{ trasv}}$ [kN m]
Tipo di carico				
Peso proprio	6860.0	3835.0	-	-9.8
Perm. portati	5140.0	2875.0	-	22.2
Precompr.	-62500.0	-	-50000.0	-
Variabili	10762.0	4873.0	-	140.8

In accordo a quanto esposto ai punti precedenti occorre dapprima individuare il valore dell'inclinazione iniziale delle fessure sui due pannelli, precisando che si attribuisce l'indice 1 a quello teso, esterno nel caso in esame, e l'indice 2 a quello interno, compresso per effetto della flessione trasversale. Viene poi immaginata la sequenza di applicazione delle azioni sottoriportata:

- peso proprio e precompressione, contemporaneamente;
- permanenti;
- variabili, con variazione lineare dal valore zero a quello finale.

Per raggiungere la condizione ultima si immagina un incremento proporzionale delle azioni permanenti e variabili, al di là dei valori di esercizio.

In queste condizioni la lastra 1 raggiunge nella direzione principale la resistenza a trazione media ($f_{ctm}=3.20$ MPa, con $f_{ck}=40$ MPa) per la totalità delle azioni permanenti ed una modesta aliquota (1.4%) delle azioni variabili, con un angolo $\vartheta_{el1}=33^\circ.76$; la lastra 2 si fessura invece in presenza di $\gamma_g=1.015$ e $\gamma_q=1.0165$ con un angolo $\vartheta_{el2}=43^\circ.78$.

Individuati i valori di ϑ_{el1} e ϑ_{el2} , per il tracciamento dei diagrammi di interazione occorre ancora determinare il valore di χ , non risultando possibile la rappresentazione grafica di un diagramma $\chi-\mu-\eta-\omega_1$.

I valori sollecitanti allo stato limite ultimo ($\gamma_g=1.4$, $\gamma_q=1.5$, $\gamma_p=1.0$) risultano:

$$M_{Sd \text{ long}} = -29557 \text{ kN m}$$

$$V_{Sd \text{ long}} = 16703.5 \text{ kN}$$

$$P_{Sd} = -50000 \text{ kN}$$

$$M_{Sd \text{ trasv}} = 228.56 \text{ kN m}$$

a cui corrispondono, per $y = -0.48$ m (attacco anima -

soletta superiore), $\Delta x = \Delta y = 1$ m, le seguenti azioni unitarie:

$$p^* = -2503 \text{ kN/m}$$

$$v^* = 3849 \text{ kN/m}$$

$$m_x^* = 228.56 \text{ kN m/m}$$

e per $f_{cd} = 26.67 \text{ MPa}$

$$\chi = -0.188$$

$$\eta = 0.309$$

$$\mu = 0.034.$$

I dati soprariportati consentono allora di tracciare il diagramma di interazione η - μ - ω_{TOT} per il dato valore di χ , quale riportato in fig. 6; la fig. 7 illustra le sezioni della superficie di interazione con piano $\omega_{TOT} = \text{cost.}$ Nelle figure 8, 10, 12, 14 sono riportate le superfici di interazione η - μ - ω_i e nelle figure 9, 11, 13, 15 le corrispondenti sezioni con piani $\omega_i = \text{cost.}$ Nelle figure 16, 17 sono infine indicati gli spessori adimensionali ξ_1 e ξ_2 a cui corrispondono le soluzioni di minimo, valori necessari per il passaggio dai rapporti meccanici di armatura ai corrispondenti valori reali.

Utilizzando i diagrammi delle figure 8, 11, 13, 15, 16, 17 con i valori di η e μ precedentemente individuati si determinano:

$$\omega_{TOT} = 0.89$$

$$\omega_{x1} = 0.225$$

$$\omega_{x2} = 0.180$$

$$\omega_{y1} = 0.280$$

$$\omega_{y2} = 0.205$$

$$\xi_1 = 0.545$$

$$\xi_2 = 0.455$$

da cui finalmente, essendo

$$A_{sx,i} = \frac{\omega_{x,i} f_{cd} \xi_i b_w \Delta x}{f_{ysd}}, \quad A_{sy,i} = \frac{\omega_{y,i} f_{cd} \xi_i b_w \Delta y}{f_{ysd}}$$

si possono determinare le armature reali:

$$A_{sx1} = 4269 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy1} = 5313 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sx2} = 2851 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy2} = 3248 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

L'influenza della precompressione può essere valutata confrontando i valori testé ottenuti con i corrispondenti ricavabili dalla soluzione per $\chi=0$, della quale si riportano solo i diagrammi relativi all'armatura totale (fig. 18) e alle sezioni della stessa con piani $\omega_{TOT} = \text{cost.}$ (fig. 19). Da quest'ultima figura (e da quelle non riportate) si determinano, sempre in corrispondenza di $\eta = 0.309$ e $\mu = 0.034$ i seguenti valori:

$$\omega_{TOT} = 1.28$$

$$\omega_{x1} = 0.405$$

$$\omega_{x2} = 0.375$$

$$\omega_{y1} = 0.290$$

$$\omega_{y2} = 0.210$$

$$\xi_1 = 0.535$$

$$\xi_2 = 0.465$$

ai quali corrispondono

$$A_{sx1} = 7544 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy1} = 5402 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sx2} = 6071 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy2} = 3400 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Si può osservare che l'assenza della precompressione penalizza fortemente l'armatura longitudinale, mentre l'armatura trasversale rimane praticamente invariata a parte piccole oscillazioni dovute alla ricerca del minimo. Inoltre, indipendentemente dal valore di χ , la soluzione di minimo tende a sfruttare integralmente l'anima, essendo la somma degli spessori adimensionali ξ_1 e ξ_2 sempre prossima all'unità.

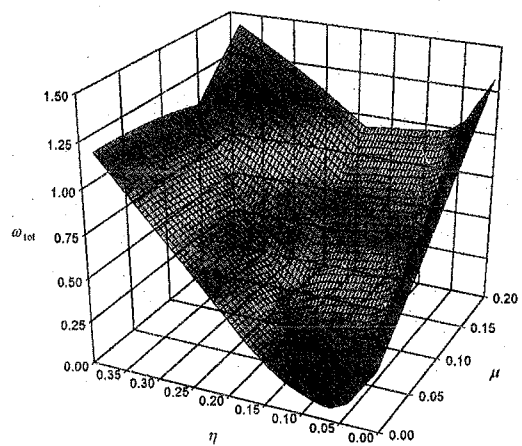


Figura 6. Diagramma di interazione η - μ - ω_{TOT} per $\chi=-0.188$.

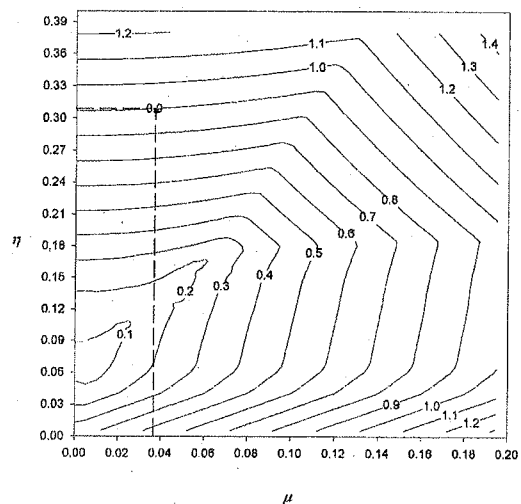


Figura 7. Sezioni a $\omega_{TOT} = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{TOT} .

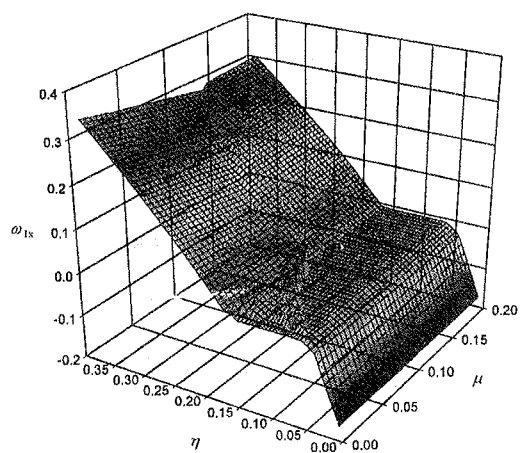


Figura 8. Diagramma di interazione η - μ - ω_{1x} per $\chi=-0.188$.

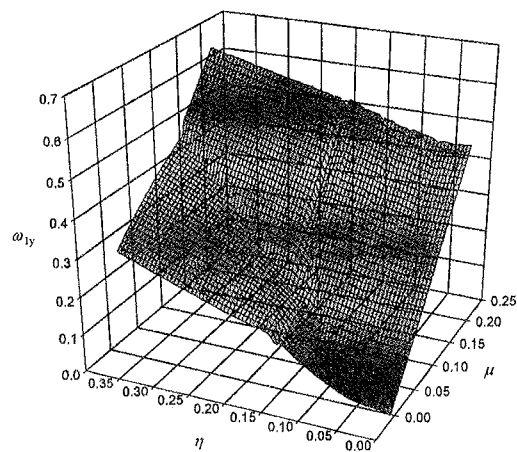


Figura 10. Diagramma di interazione η - μ - ω_{1y} per $\chi=-0.188$.

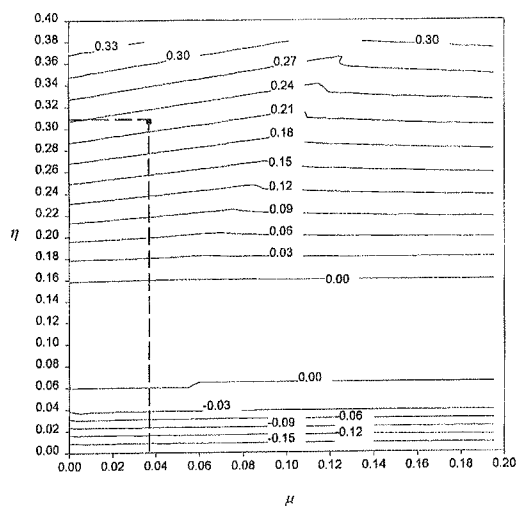


Figura 9. Sezioni a $\omega_{1x}=\text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{1x} .

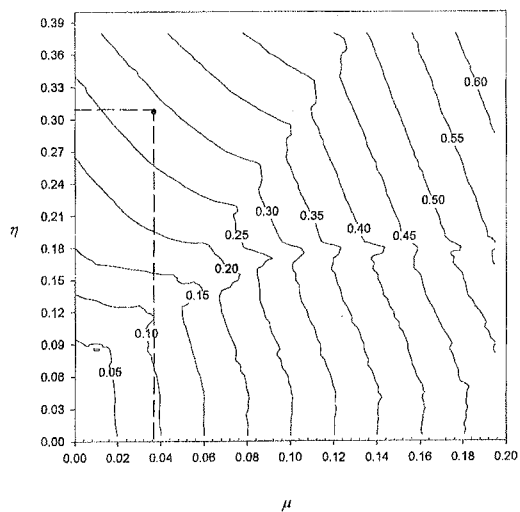


Figura 11. Sezioni a $\omega_{1y}=\text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{1y} .

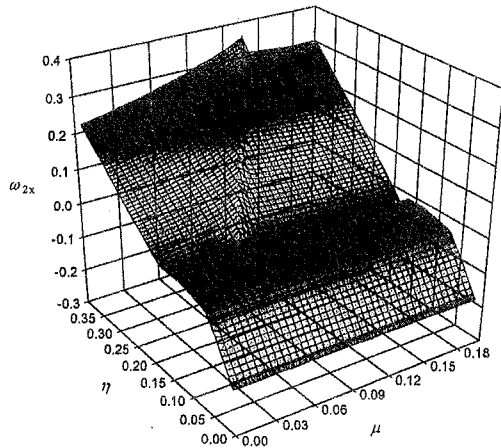


Figura 12. Diagramma di interazione η - μ - ω_{2x} per $\chi = -0.188$.

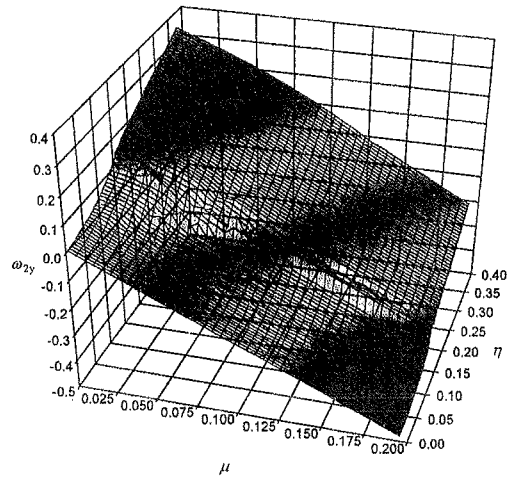


Figura 14. Diagramma di interazione η - μ - ω_{2y} per $\chi = -0.188$.

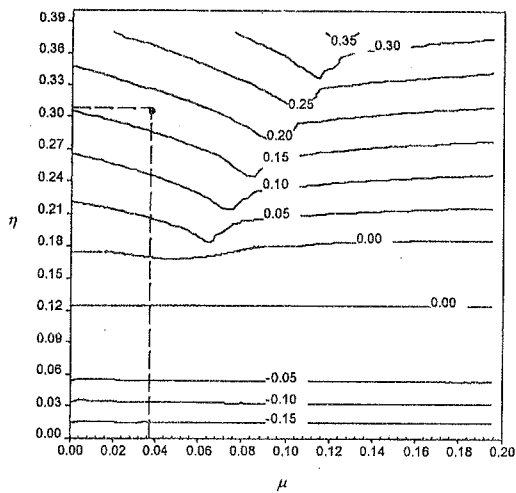


Figura 13. Sezioni a $\omega_{2x} = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{2x} .

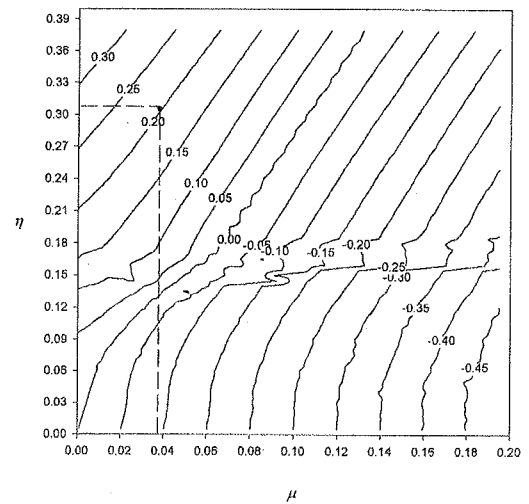


Figura 15. Sezioni a $\omega_{2y} = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{2y} .

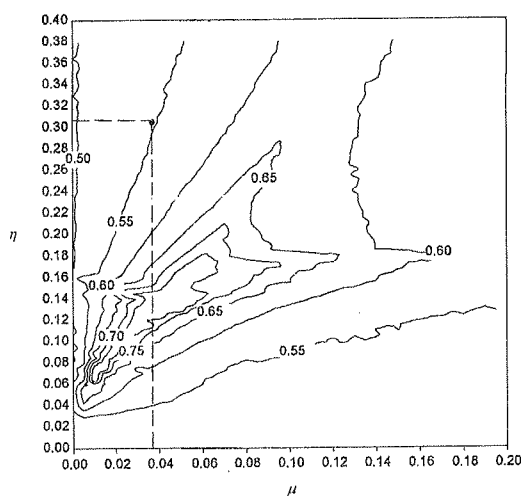


Figura 16. Sezioni a $\xi_1 = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ξ_1 per $\chi = -0.188$.

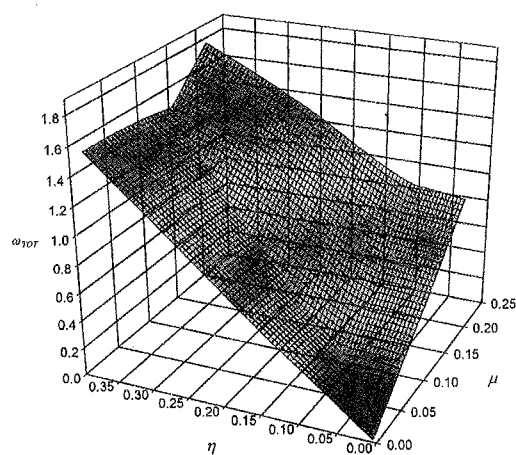


Figura 18. Diagramma di interazione η - μ - ω_{TOT} per $\chi = 0$.

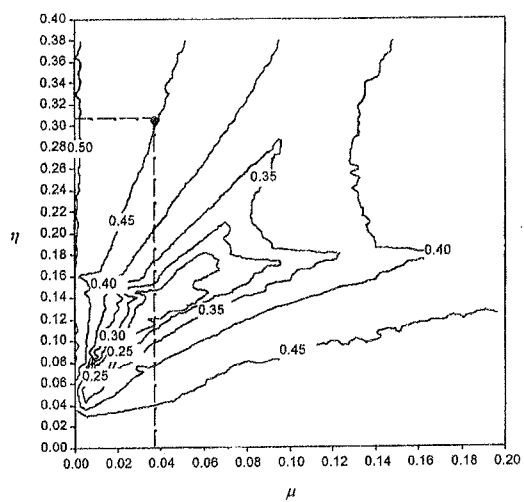


Figura 17. Sezioni a $\xi_2 = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ξ_2 per $\chi = -0.188$.

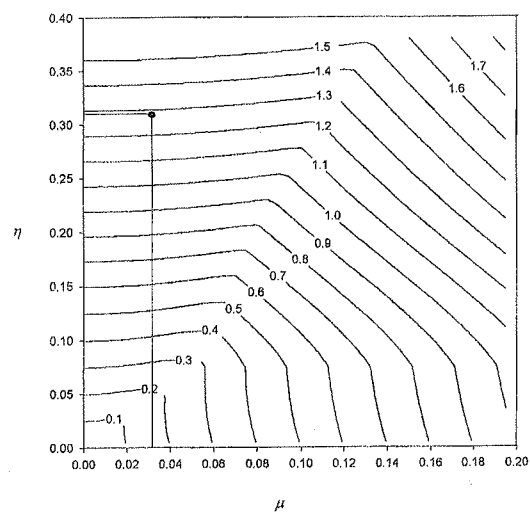


Figura 19. Sezioni a $\omega_{TOT} = \text{cost.}$ del diagramma di interazione η - μ - ω_{TOT} per $\chi = 0$.

5. CONCLUSIONI.

In definitiva il modello di progetto che si propone per le anime dei ponti a cassone in c.a./c.a.p. consente di pervenire ad una ottimizzazione delle risorse disponibili, pur mantenendo una chiara evidenza fisica; è infatti possibile intervenire agevolmente sui vari parametri che definiscono il comportamento dell'elemento ed apprezzare gli effetti delle variazioni. L'esempio applicativo mette chiaramente in evidenza l'effetto della precompressione longitudinale sulla capacità portante in presenza di sollecitazioni combinate taglio longitudinale-flessione trasversale.

6. BIBLIOGRAFIA.

- [1] G. Fanti, G. Mancini (1995) - Dimensionamento ultimo di elementi bidimensionali in cemento armato - Giornate AICAP 1995, Pescara 8-10 Giugno 1995.
- [2] G. Fanti, G. Mancini (1995) - Ultimate limit state design of structural concrete shell elements - CEB, Bulletin d'Information n° 223, Berlino.
- [3] G. Mancini, P. Napoli, A. Recupero (1997) - Interazione taglio-flessione trasversale nelle anime dei ponti a cassone in c.a./c.a.p. - Giornate AICAP 1997, Ottobre 1997, Roma.
- [4] G. Mancini, P. Napoli, A. Recupero (1998) - Shear- transverse bending interaction in the webs of rc/pc box bridges - Development in short and medium span bridges engineering 1998 - Calgary.
- [5] V.I. Carbone, L. Giordano, G. Mancini (1999) - Design criteria for reinforced concrete panels subjected to in-plane forces - Accademia delle Scienze di Torino, Atti Scienze Fisiche n° 133, 1÷20.
- [6] V.I. Carbone, L. Giordano, G. Mancini (1999) - Design criterion for R.C. panels - Practical design of structural concrete - FIB Symposium Structural Concrete The Bridge Between People, Praga.
- [7] A. Fiacco, G. Mc Cormik (1968) - Non-linear programming: sequential unconstrained minimizations techniques - J. Wiley.

UN MODELLO PER LO STUDIO DELLA TORSIONE IN TRAVI PRECOMPRESSE DI CONGLOMERATO FIBRO-RINFORZATO

Roberto CERIONI, Daniele FERRETTI, Ivo IORI

Dipartimento di Ingegneria Civile
Università di Parma

SOMMARIO

Al calcestruzzo fibrorinforzato si riconoscono caratteristiche meccaniche al punto di non dover più ritenere indispensabile, nello studio degli elementi soggetti a torsione pura, l'utilizzo delle usuali armature, ovvero delle staffe e delle barre longitudinali. Inoltre, la presenza della precompressione, modificando l'abituale quadro fessurativo, produce un'ulteriore particolarità, col che la torsione di elementi in conglomerato fibro-rinforzato e precompresso presenta una marcata specificità, rispetto all'analogo studio per gli elementi in conglomerato armato. Si presenta pertanto un approccio in grado di valutare la resistenza ultima degli elementi in questione, ma anche la realtà fisica presente.

SUMMARY

It is established that the mechanical properties of fiber-reinforced concretes are believed to be such that the use of steel bar reinforcement, i.e. longitudinal bars and stirrups, in beams subjected to torsion is no more necessary. In addition, the use of prestressing in concrete beams improves the torsional resistance and produces new specific characteristics by modifying the cracking pattern in comparison to the pure torsion one. Therefore, the analysis of prestressed FRC beams under torsion shows marked differences compared to the corresponding analysis of the traditional reinforced concrete counterparts. In this paper, a method capable of analyzing the nonlinear behavior of prestressed FRC concrete beams under torsion and of highlighting their specific physical behaviour is proposed.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi tempi, l'accresciuta attenzione al problema della durabilità delle strutture ha motivato un particolare sviluppo di specifiche ricerche, anche nei riguardi dei calcestruzzi fibro-rinforzati. L'inclusione delle fibre oltre a migliorare, come noto, le caratteristiche meccaniche del conglomerato, consente in generale una maggiore duttilità strutturale, associata ad un più contenuto quadro fessurativo, fatto questo, che ha un preciso significato nei confronti della durabilità. Va osservato che se spesso il calcestruzzo fibro-rinforzato interagisce con le usuali armature ordinarie, in alcuni casi esso può tuttavia assolvere alla funzione di materiale "unico", col che, le strutture così realizzate possono presentare particolarità da approfondire. Nel lavoro [1], ad esempio, la presenza di fibre d'acciaio nel calcestruzzo finisce per far assumere al conglomerato fibro-rinforzato la funzione di una vera e propria

armatura di parete nei riguardi della resistenza a taglio, potendosi così non introdurre le classiche staffe. Sempre nei riguardi della resistenza a taglio, in altre situazioni si è invece indagata la reciproca influenza che si presenta tra il calcestruzzo fibro-rinforzato e le staffe medesime [2]. Questa influenza, che si manifesta anche negli elementi soggetti a torsione, è stata indagata nel lavoro [3], mettendo a confronto elementi di conglomerato fibro-rinforzato, armati con sole barre longitudinali, con analoghi elementi armati anche con staffe. Rispetto al conglomerato normale, si è notato, in generale, un significativo aumento del momento torcente ultimo, al pari della rigidezza torsionale. Comunque i meccanismi di collasso per torsione pura in travi fibro-rinforzate sembrano essere simili, al di là delle specifiche particolarità ricordate, a quelli osservati nelle travi di conglomerato ordinario [4,5]. Nel contesto generale

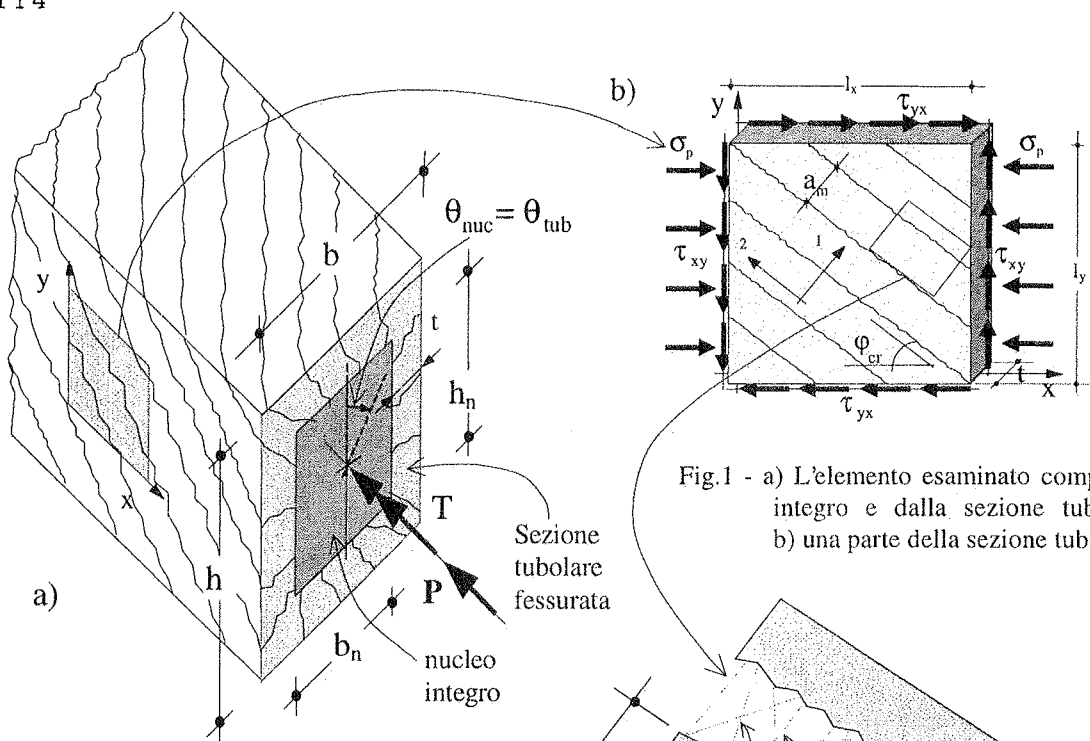


Fig. 2 - Le condizioni di congruenza considerate.

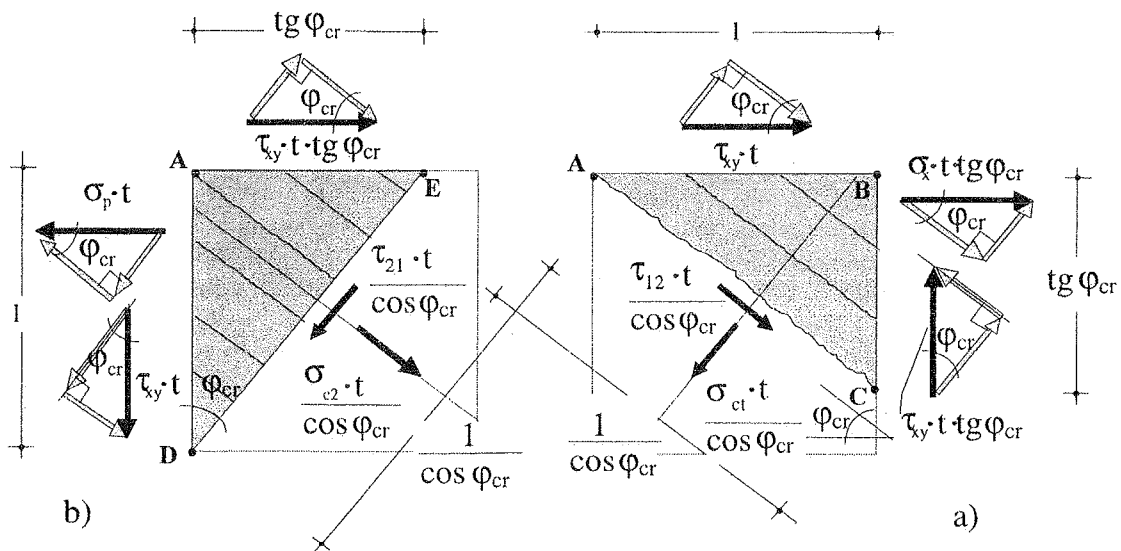
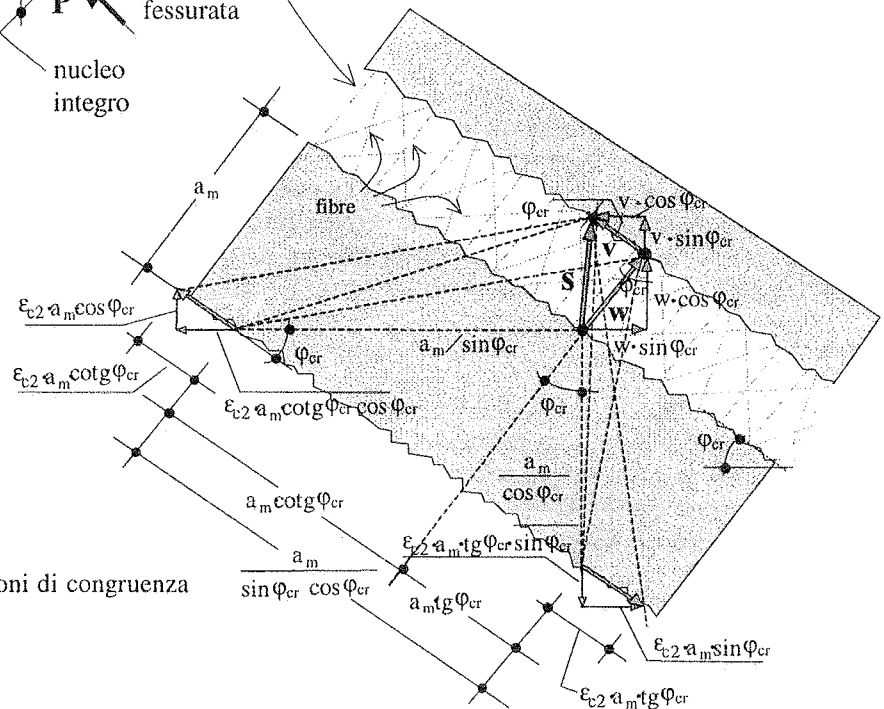


Fig. 3 - Le condizioni di equilibrio imposte: a) lungo la singola fessura; b) ortogonalmente alle fessure.

richiamato, ci si può ora chiedere come la precompressione possa, attraverso la variazione del quadro fessurativo, migliorare il comportamento a torsione degli elementi strutturali in calcestruzzo fibro-rinforzato. La precompressione, come noto, migliora la capacità portante ultima a torsione degli elementi in conglomerato normale, modificando il quadro fessurativo e riducendo il livello tensionale nelle armature longitudinale e trasversale [6,7,8]. Il metodo proposto muove proprio dalle considerazioni generali poste, focalizzando soprattutto l'attenzione su due questioni che sembrano rivestire una certa importanza nel problema: il conglomerato fibro-rinforzato considerato come materiale unico (ovvero senza l'associazione con l'armatura ordinaria) ed il ridotto quadro fessurativo che, se numericamente valutato, potrebbe fornire utili indicazioni anche nei riguardi della durabilità.

2. DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si prenda in esame l'elemento precompresso (dalla forza P) in calcestruzzo fibro-rinforzato di Fig.1a, soggetto ad un momento torcente T . Si ipotizza che fino a quando non si raggiunge in un punto di determinata giacitura la resistenza ultima a trazione f_{ct} , l'intero elemento integro sia partecipe nei riguardi della sollecitazione torcente. Viceversa, superato tale valore di trazione, si ritengono partecipi tanto un nucleo interno integro (definito quindi come volume in cui mai si raggiunge, ad esclusione del contorno, il valore f_{ct}) quanto una sezione tubolare esterna fessurata (Fig.1). Il comportamento dell'elemento può quindi essere studiato in due successive fasi: dapprima senza alcuna fessurazione, successivamente in presenza della fessurazione.

2.1 Elemento in fase non fessurata

In questo ambito il comportamento del conglomerato fibro-rinforzato è pensato elastico-lineare (con modulo di elasticità longitudinale pari a E_c) in presenza di una tensione di precompressione σ_p di valore P/A_c , essendo A_c l'area della sezione dell'elemento. La tensione tangenziale τ_c e l'angolo unitario di torsione θ_c risultano:

$$\tau_c = \beta \cdot \frac{T}{h \cdot b^2} \quad (1)$$

$$\theta_c = \frac{T}{G^* \cdot J_T} \quad (2)$$

dove $J_T = \alpha \cdot h \cdot b^3$, essendo b e h rispettivamente i lati minore e maggiore della sezione, α e β coefficienti funzione del rapporto dei lati medesimi. Per tener conto

della non linearità meccanica dovuta alla microfessurazione si assume $G^* = 0.8 \cdot G_c$, essendo G_c il modulo elastico tangenziale [9]. La valutazione delle tensioni e delle direzioni principali viene condotta attraverso il cerchio di Mohr.

2.2 Elemento in fase fessurata

Allorché la tensione principale di trazione, calcolata nel modo indicato, raggiunge il valore ultimo f_{ct} della resistenza a trazione del conglomerato fibro-rinforzato, il modello ipotizza la nascita progressiva di una sezione tubolare esterna avente fessure inclinate di un angolo φ_{cr} e distribuite in modo uniforme alla distanza a_m le une dalle altre. Anche in ragione della scarsa presenza nella letteratura tecnica di specifiche indicazioni, per a_m si sono assunte nella successiva elaborazione numerica le indicazioni fornite dalla corrispondente sperimentazione [10], (Fig.5).

La fessurazione si manifesta quindi in corrispondenza di una tensione tangenziale τ_{cr} pari a:

$$\tau_{cr} = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_p}{f_{ct}}} \quad (3)$$

prodotta da un momento torcente di valore:

$$T_{cr} = \frac{\tau_{cr} \cdot b^2 \cdot h}{\beta} \quad (4)$$

in corrispondenza di un angolo unitario di torsione:

$$\theta_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{\alpha \cdot \beta \cdot G^* \cdot b} \quad (5)$$

mentre l'angolo di inclinazione delle fessure, orientate secondo la direzione principale, vale:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \arctan \frac{2\tau_{cr}}{\sigma_p} \quad (6)$$

In questa fase, la sezione evidenzia, come detto, due contributi resistenti: un nucleo centrale non fessurato, ed una parte esterna fessurata lungo la direzione delle compressioni principali, parte quest'ultima, assimilabile ad una sezione tubolare sottile di spessore costante t , (Fig.1a). Pertanto, il momento torcente T applicato all'elemento risulta essere somma di un momento torcente del nucleo T_{nuc} e di un momento torcente della sezione tubolare fessurata T_{tub} :

$$T = T_{nuc} + T_{tub} \quad (7)$$

Per il nucleo interno non fessurato di forma rettangolare, si ipotizza un comportamento del tutto analogo a quello relativo alla fase non fessurata. Le dimensioni di tale nucleo sono determinate attraverso lo

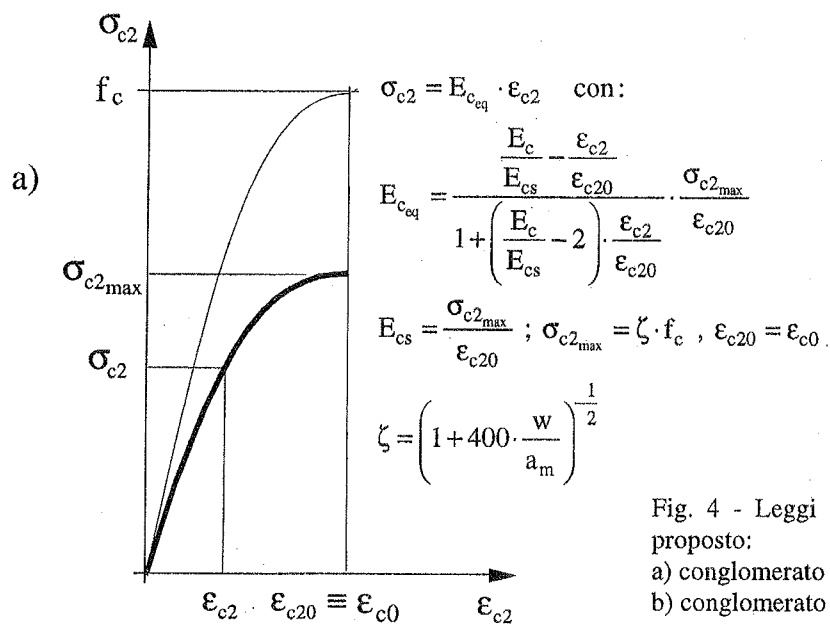
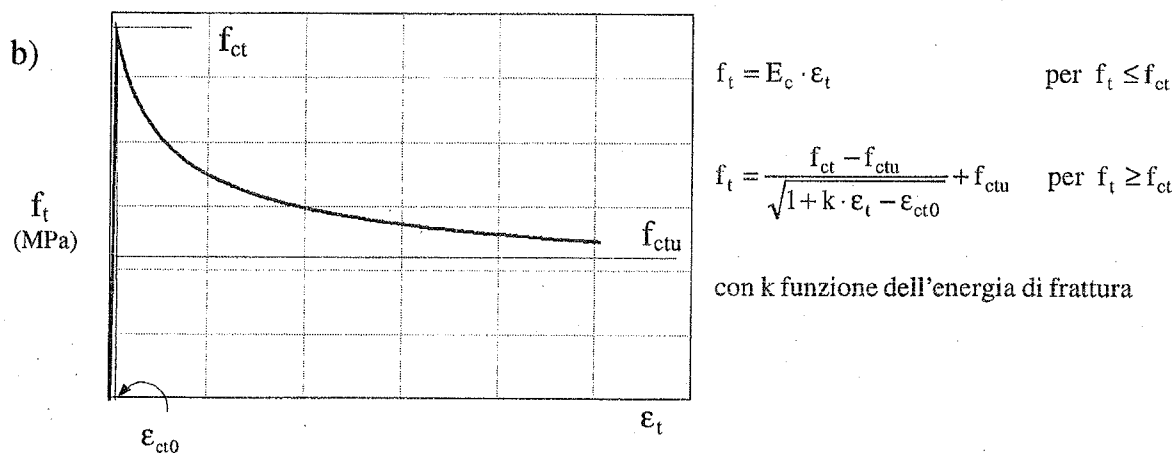


Fig. 4 - Leggi costitutive adottate nel modello proposto:

a) conglomerato fibro-rinforzato compresso;
b) conglomerato fibro-rinforzato teso [12].



Provino	V_f (%)	σ_p (MPa)	f_c (MPa)	f_{sp} (MPa)	T_{cr} sperimentale (kNmm)	T_{cr} teorico (kNmm)	T_{max} sperimentale (kNmm)	T_{max} teorico (kNmm)
D2	2.0	0.0	68.6	6.80	2094	2165	2404	2467
C2D2	2.0	4.96	69.3	6.84	2910	2861	3452	3289
C4D2	2.0	9.92	68.8	6.95	3340	3448	3952	4069
C6D2	2.0	14.88	68.8	6.95	3856	3922	4472	4544
C2B1	1.0	4.96	46.1	4.25	2002	1992	2314	2316
C2B2	2.0	5.02	52.4	5.28	2498	2348	2974	2915
C2B3	3.0	5.02	54.9	5.85	2694	2539	3314	3320

Tab. 1 - Principali caratteristiche meccaniche delle travi esaminate [10]: confronto tra risultanze sperimentali e numeriche.

stato tensionale e deformativo dell'elemento. Per valori dell'angolo unitario θ_{nuc} maggiori dunque di θ_{cr} , risulta:

$$b_n = \frac{\tau_{cr}}{\alpha \cdot \beta \cdot G^* \cdot \theta_{nuc}}, \quad (8)$$

col che lo spessore della sezione tubolare fessurata vale:

$$t = \frac{b - b_n}{2}, \quad (9)$$

mentre per l'altezza h_n si ha: $h_n = h - 2t$.

Il momento torcente T_{nuc} risulta quindi così determinato dall'espressione:

$$T_{nuc} = \frac{\tau_{cr} \cdot b_n^2 \cdot h_n}{\beta}. \quad (10)$$

Per la sezione tubolare esterna si ipotizza invece un comportamento simile a quello studiato in [4,5,6], comportamento che vede il conglomerato fessurato in condizioni di uno stato piano di sforzi.

Tra le due parti in cui si ritiene suddiviso l'elemento ed all'interno di quella fessurata, devono essere poste opportune condizioni di congruenza. Innanzitutto, l'angolo di torsione unitario deve risultare lo stesso tanto per la sezione tubolare esterna, quanto per il nucleo integro interno ($\theta_c = \theta_{nuc} = \theta_{tub}$). Per valutare l'angolo unitario di torsione θ_{tub} della sezione tubolare esterna si deve ricercare lo scorrimento angolare γ nel piano x,y (Fig.1a). Per far ciò va presa in esame la congruenza in funzione dell'apertura w e dello scorrimento v dei labbri delle singole fessure, nonché della deformazione del conglomerato nella direzione della fessura ϵ_{c2} (Fig.2):

$$\gamma = \frac{w}{a_m} 2 \sin \varphi_{cr} \cos \varphi_{cr} + \frac{v}{a_m} (\sin^2 \varphi_{cr} - \cos^2 \varphi_{cr}) - \epsilon_{c2} 2 \sin \varphi_{cr} \cos \varphi_{cr}. \quad (11)$$

L'angolo unitario di torsione θ_{tub} ricercato, risulta allora:

$$\theta_{tub} = \frac{1}{2A_0} \oint \gamma ds = \frac{p_0}{2A_0} \gamma, \quad (12)$$

dove p_0 ed A_0 , rispettivamente perimetro della linea chiusa che rappresenta il flusso di taglio ed area racchiusa dallo stesso, assumono i valori:

$$A_0 = A - \frac{1}{2} \cdot p \cdot t + t^2;$$

$$p_0 = p - n \cdot t$$

(n =numero dei lati della sezione).

Va osservato, che nella scrittura delle equazioni, tanto di congruenza quanto del successivo equilibrio, si adottano le convenzioni generali presentate in [11], col che va inteso $\sigma_x = -\sigma_p$. Il valore dell'angolo unitario di torsione del nucleo interno θ_{nuc} sarà invece ancora

ottenuto dall'Eq.2, ove al posto di h e b andranno ora considerati h_n e b_n .

Un'altra condizione di congruenza prevede che la deformazione longitudinale dell'elemento sia la stessa per le due sezioni, tubolare esterna e nucleo interno, cioè:

$$\epsilon_{l_{tub}} = \epsilon_{l_{nuc}}. \quad (13)$$

La deformazione longitudinale della sezione tubolare esterna, nel caso che non fosse solidale con il nucleo, risulterebbe (Fig.2):

$$\epsilon_{l_{tub}}^* = \frac{w}{a_m} \sin^2 \varphi_{cr} - \frac{v}{a_m} \sin \varphi_{cr} \cos \varphi_{cr} + \epsilon_{c2} \cos^2 \varphi_{cr}. \quad (14)$$

Questa deformazione viene contrastata dal nucleo interno che interagisce con la sezione tubolare esterna attraverso tensioni tangenziali lungo i piani longitudinali di contatto tra le due sezioni; l'interazione fa nascere una variazione ΔP della forza assiale nelle due sezioni che si valuta come:

$$\epsilon_{l_{tub}}^* - \frac{\Delta P}{E_{c_{eq}} A_{tub}} = \frac{\Delta P}{E_c A_{nuc}}, \quad (15)$$

dove $E_{c_{eq}} A_{tub}$ e $E_c A_{nuc}$ rappresentano rispettivamente le rigidità assiali della sezione tubolare e del nucleo. Gli effetti di quest'ultima condizione di congruenza sono stati in questo lavoro trascurati per semplicità.

Le condizioni di equilibrio imposte localmente, (Fig.3), tengono conto degli sforzi interni agenti su di un elemento unitario posto in prossimità della fessura. L'equilibrio delle forze relative all'elemento ABC (Fig. 3a), agenti rispettivamente nella direzione della fessura stessa e nella direzione normale ad essa, conduce alle seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} \tau_{12} &= -\sigma_x \cdot \sin \varphi_{cr} \cdot \cos \varphi_{cr} + \tau_{xy} \cdot (\sin^2 \varphi_{cr} - \cos^2 \varphi_{cr}), \\ \sigma_{ct} &= \sigma_x \cdot \sin^2 \varphi_{cr} + 2 \cdot \tau_{xy} \cdot \sin \varphi_{cr} \cdot \cos \varphi_{cr}. \end{aligned} \quad (17)$$

L'equilibrio degli sforzi relativi all'elemento ADE (Fig. 3b) nella direzione normale al lato DE fornisce invece:

$$\sigma_{c2} = \sigma_x \cdot \cos^2 \varphi_{cr} - 2 \cdot \tau_{xy} \cdot \sin \varphi_{cr} \cdot \cos \varphi_{cr}. \quad (18)$$

Il comportamento meccanico del calcestruzzo fibro-rinforzato è descritto dalle leggi costitutive riportate in Fig.4: precisamente, in Fig.4a per la compressione, in Fig.4b per la trazione [12]. Per quest'ultimo caso lo spostamento totale s tra i labbri della generica fessura vede come componenti le quantità w e v , rispettivamente spostamenti nella direzione 1 normale alla fessura e nella direzione 2 lungo la fessura stessa (Fig.1b,2). Risulta così:

$$s = \sqrt{w^2 + v^2}. \quad (19)$$

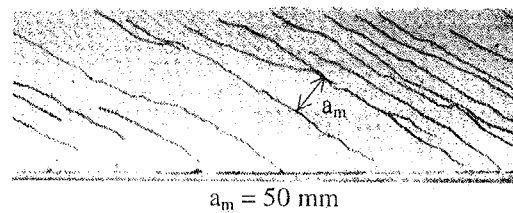
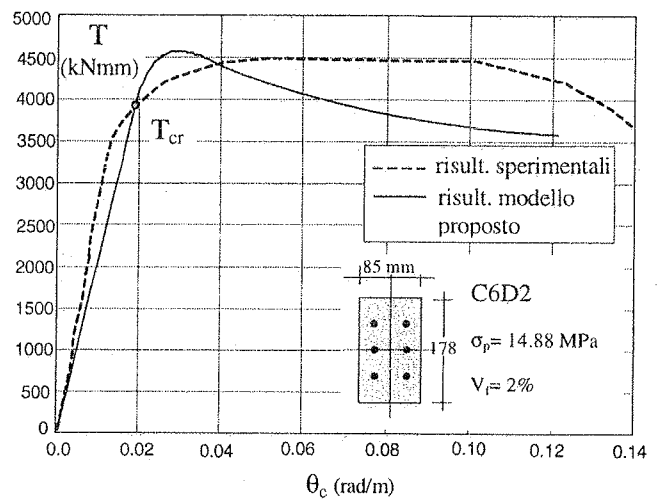
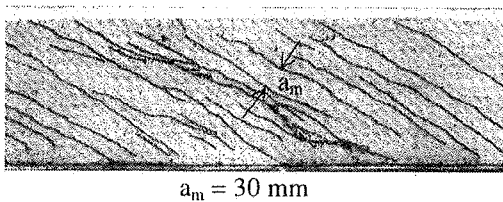
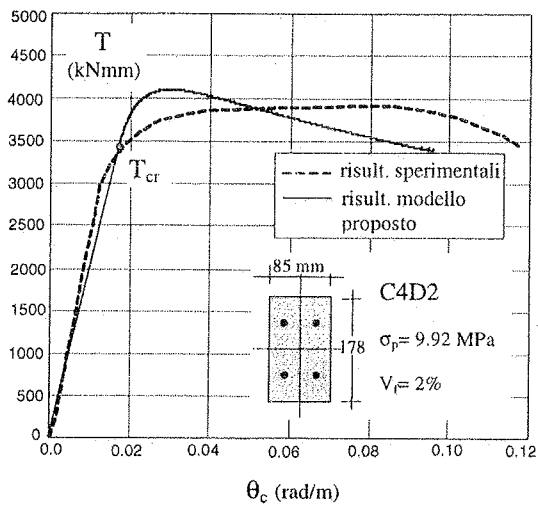
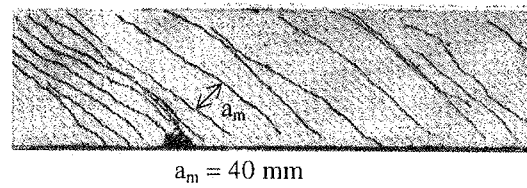
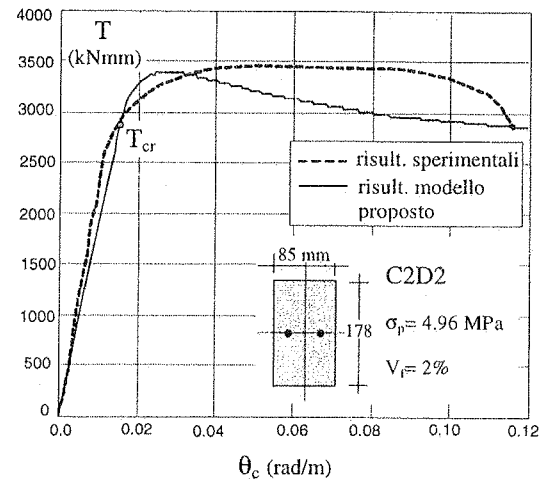
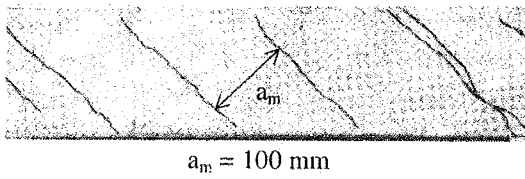
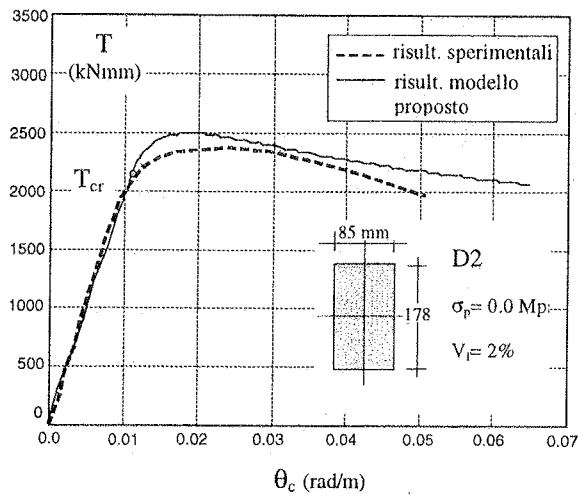


Fig.5 - Legame tra momento torcente applicato T ed angolo di torsione unitario θ_c : confronto tra le risultanze sperimentali [10] e le risultanze numeriche del metodo proposto (elementi D2, C2D2, C4D2, C6D2).

Va inoltre osservato che, nel legame di Fig.4b la deformazione di trazione ϵ_t è di norma valutata, in accordo a specifiche risultanze sperimentali, come rapporto tra w e a_m . Nello studio qui affrontato, data la presenza di v , si ritiene invece che il valore ϵ_t sia fornito dal rapporto tra s e la rispettiva lunghezza di riferimento, valutata lungo la stessa direzione di s .

L'effetto della concomitante deformazione di trazione, ortogonale alla fessura, sul comportamento del conglomerato in compressione, produce una influenza che viene messa in conto in Fig.4a attraverso il coefficiente ζ , funzione delle grandezze w e a_m , che caratterizzano le deformazioni nello stato piano di sforzi (Fig. 4a). Il valore del momento torcente fornito dalla sezione tubolare esterna vale infine:

$$T_{\text{tub}} = \tau_{xy} \cdot 2 \cdot A_0 \cdot t \quad (20)$$

dove si ha, attraverso l'Eq.(18):

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_{c2} - \sigma_x \cdot \cos^2 \varphi_{cr}}{2 \cdot \sin \varphi_{cr} \cdot \cos \varphi_{cr}} \quad (21)$$

Risulta così possibile, attraverso l'Eq.7, determinare il valore del momento torcente T applicato, valore associato ad un preciso angolo di rotazione unitaria θ_c , col che si concretizza il legame $T-\theta_c$ in grado di definire compiutamente, insieme alla quantificazione del quadro fessurativo, il comportamento dell'elemento studiato.

2.3 Soluzione numerica

Il problema della valutazione del momento torcente totale equilibrato dalla sezione composta da un nucleo centrale integro e dalla sezione tubolare esterna fessurata è governato, da quanto visto, da 3 equazioni di equilibrio, 2 di congruenza, e 2 legami costitutivi. Sostituendo le equazioni di congruenza e quelle relative ai legami costitutivi nelle equazioni di equilibrio, si perviene ad un sistema non lineare di 3 equazioni nelle incognite w , v , ϵ_{c2} .

La soluzione del problema non lineare viene ricercata attraverso un processo incrementale-iterativo in controllo di deformazione: si aumenta cioè l'angolo di torsione θ_c con piccoli incrementi $\Delta\theta_c$ e si ricerca per ogni valore di $\theta_{ci} = \theta_c + i \cdot \Delta\theta_c$ la soluzione del sistema non lineare per mezzo di un opportuno processo iterativo.

3. RISULTANZE NUMERICHE CONFRONTATE CON ALCUNI DATI SPERIMENTALI

Al fine di verificare l'affidabilità e le capacità di analisi del modello proposto, i risultati di diverse elaborazioni numeriche sono stati confrontati con alcuni dati sperimentali disponibili nella letteratura tecnica. In

particolare si sono prese in esame le prove [10], in cui sono stati indagati elementi precompressi in conglomerato fibro-rinforzato senza alcuna armatura tradizionale. Tra gli elementi indagati, alcuni, a parità di volume delle fibre incluse, presentavano gradi diversi di precompressione, mentre altri, con un'uguale entità di precompressione, avevano volumi variati delle fibre incluse. Le principali caratteristiche meccaniche degli elementi considerati sono riportate in Tab.1, insieme ai valori di prima fessurazione e massimi del momento torcente. Le elaborazioni numeriche della serie di elementi indicati come D2, C2D2, C4D2, C6D2, elementi nei quali il conglomerato fibrorinforzato presenta una percentuale di fibre in volume del 2%, sono riportate in Fig.5. Le risultanze numeriche, messe a confronto con quelle sperimentali, mostrano una buona attitudine del metodo proposto nell'interpretare la realtà fisica, nella determinazione della resistenza ultima, nonché anche nella descrizione del legame $T-\theta_c$, tra il momento torcente applicato e l'angolo unitario di torsione. Anche per gli elementi C2B1, C2B2, C2B3, aventi ugual precompressione ma volume diverso di fibre incluse, il confronto tra le risultanze numeriche e quelle sperimentali ancora conferma le osservazioni precedenti, come la Fig.6 ben testimonia. Allo scopo di meglio valutare il ruolo dei diversi parametri in gioco, nelle Figg. 7 e 8 si sono riportati i massimi valori del momento torcente (sperimentali e numerici) al variare dei parametri più significativi. Precisamente, in Fig.7 sono riportati i valori massimi del momento torcente in funzione del diverso grado di precompressione, per un volume costante di fibre introdotte (pari al 2%). Si può così registrare l'importante ruolo esercitato dalla precompressione nel migliorare in modo sostanziale la resistenza massima a torsione, come visto anche nel lavoro [13], relativamente ad elementi di conglomerato ad alta resistenza. Non solo, anche il quadro fessurativo risulta ben più contenuto, come mostra, nella stessa Fig.7, l'andamento dell'apertura totale s della generica fessura, misurata in corrispondenza di T_{max} . Considerazioni analoghe possono poi essere fatte, esaminando la Fig.8, in cui, a parità di precompressione, è l'aumento del volume di fibre introdotte, a migliorare la resistenza torcente degli elementi. L'ampiezza s del quadro fessurativo non viene tuttavia "frenata" nella stessa efficace misura prodotta dalla precompressione; mentre infatti le due curve di Fig.7 si allontanano, le curve di Fig.8, al contrario, procedono con inclinazioni molto simili.

4. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Molti anni sono passati da quando Mörsch, con le sue classiche prove, inquadrò chiaramente, attorno agli

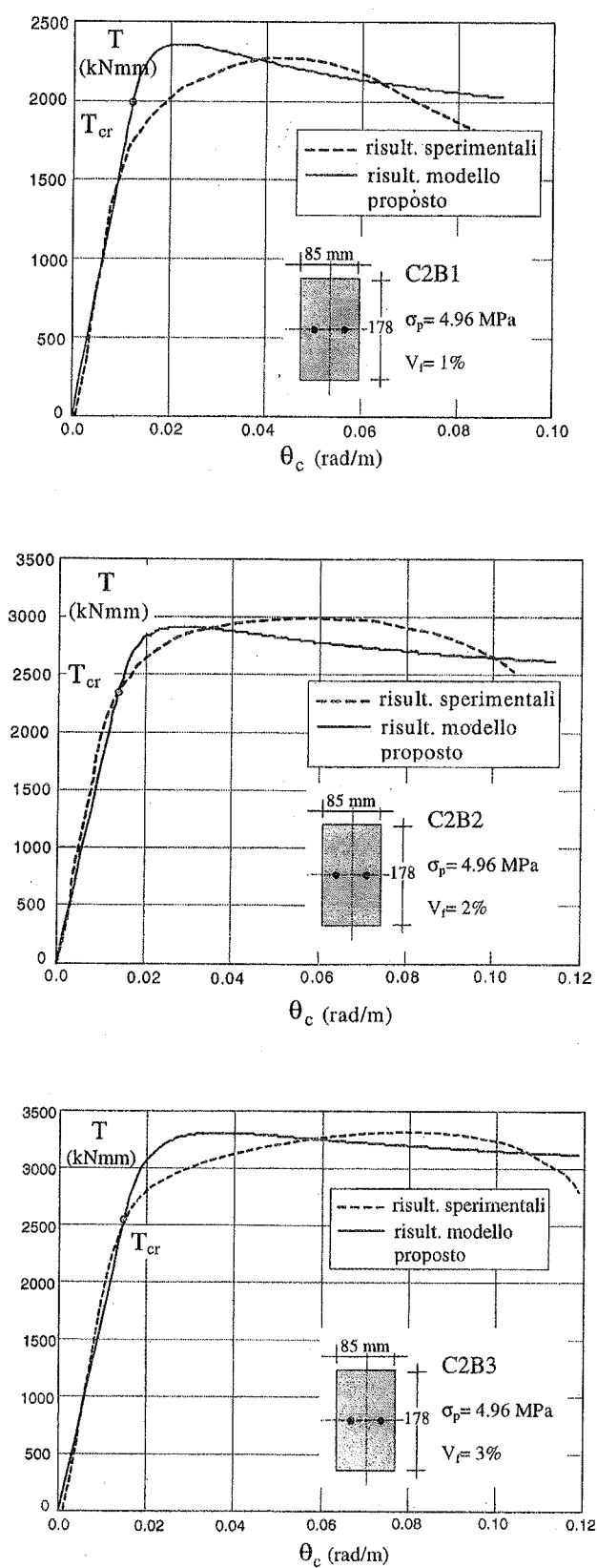


Fig.6 - Legame tra momento torcente applicato T ed angolo di torsione unitario θ_c : confronto tra le risultanze sperimentali [10] e le risultanze numeriche del metodo proposto (elementi C2B1, C2B2, C2B3).

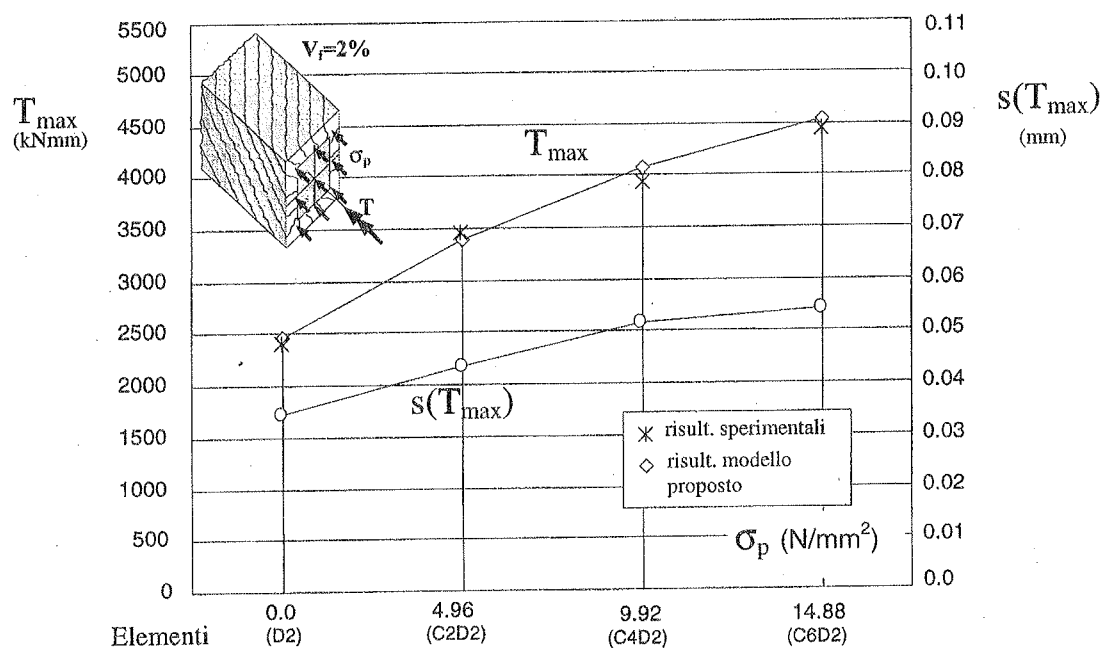


Fig.7 - Momento torcente massimo $T_{\max}$ e corrispondente apertura di fessura $s(T_{\max})$ al variare del grado di precompressione (elementi D2, C2D2, C4D2, C6D2).

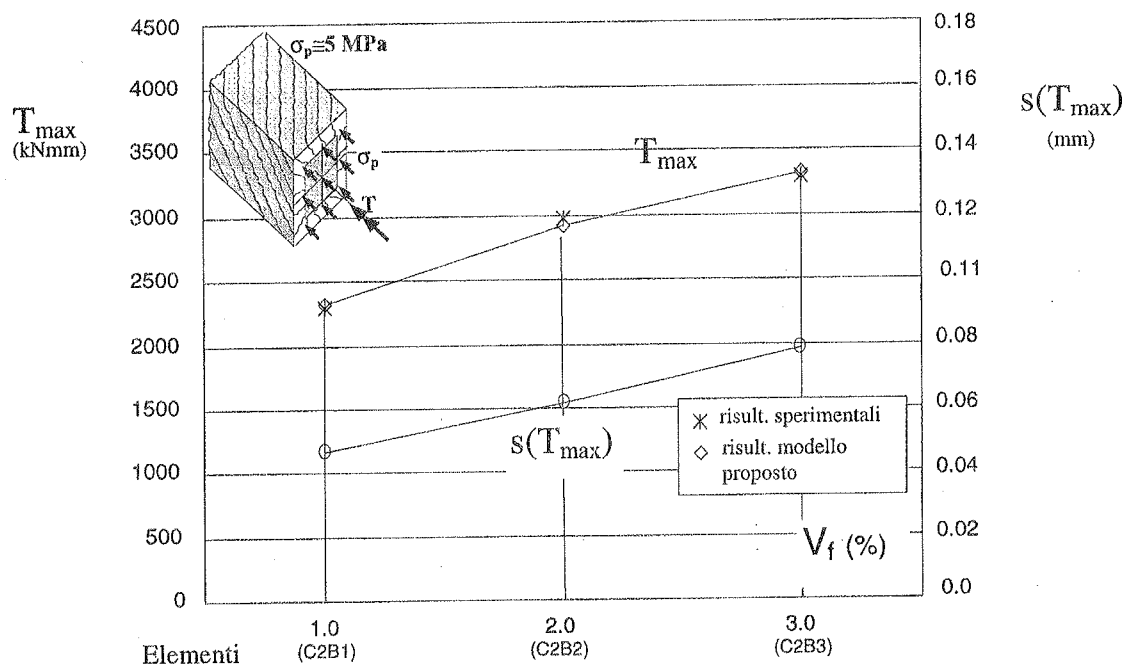


Fig.8 - Momento torcente massimo $T_{\max}$ e corrispondente apertura di fessura $s(T_{\max})$ al variare del volume di fibre incluse (elementi C2B1, C2B2, C2B3).

anni venti, il problema della torsione degli elementi in conglomerato armato. Altri ricercatori (in primis Lampert, Thürlimann e Leonhardt) successivamente misero in luce, attorno agli anni sessanta, importanti effetti del comportamento tanto del conglomerato, quanto delle armature (staffe e barre longitudinali) necessarie per far fronte alla torsione. La generale evoluzione tecnologica sembra far risentire oggi i suoi effetti anche in questo ambito strutturale; se ne ha convinzione se si confrontano, appunto, gli studi ricordati con i recenti sviluppi che prevedono, per la torsione, la presenza combinata della precompressione e del calcestruzzo fibro-rinforzato. Si può così fare a meno delle armature tradizionali e, nel contempo, grazie alla precompressione, migliorare la capacità resistente ultima degli elementi. L'approccio qui presentato fornisce un metodo per lo studio degli elementi precompressi, in conglomerato fibro-rinforzato, soggetti a torsione. Il metodo appare in grado, nei confronti eseguiti, di ben rappresentare la realtà fisica, fornendo anche precise indicazioni in merito all'ampiezza del quadro fessurativo, cosa questa, che anche se è quasi del tutto assente nella letteratura tecnica, riveste una certa importanza nel generale problema della durabilità strutturale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SHARMA A.K. - 1986, "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proc.V.83, No.4, pp.624-628.
- [2] EL-NEIMA E.I. - 1991, "Reinforced Concrete Beams with Steel Fibers under Shear", ACI Structural Journal, Vol.88, No.2, pp.178-183.
- [3] EL-NEIMA E.I. - 1993, "Fiber Reinforced Concrete Beams under Torsion", ACI Structural Journal, V.90, No.5, pp.489-495.
- [4] IORI I., DEI POLI S. - 1985, "Sulla torsione di elementi strutturali in cemento armato", L'Industria Italiana del Cemento, No.2, pp.121-129.
- [5] IORI I. - 1989, "La torsione pura in elementi di conglomerato fibro-rinforzato armato", Studi e Ricerche, Vol.11, Scuola di Specializzazione per le Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano, pp.191-208.
- [6] IORI I. - 1985, "Analisi di alcuni parametri significativi della torsione di elementi in conglomerato armato precompresso", Testimonianze e note scientifiche in onore del 70° compleanno del Prof. S. Dei Poli, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, pp.339-353.
- [7] IORI I. - 1985, "Sul comportamento torsionale di elementi strutturali in conglomerato armato precompresso", Atti delle Giornate AICAP '85, Riva del Garda, Italia.
- [8] MITCHELL, D., COLLINS M.P. - 1974, "Diagonal compression field theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", ACI Journal, Vol.11, pp.396-408.
- [9] LEONHARDT F. - 1974, "Verifiche della funzionalità delle costruzioni in c.a. e c.a.p. Fessurazioni, deformazioni, momenti", Vol.IV, Edizioni Tecniche.
- [10] NARAYANAN R., KAREEM-PALANJIAN A.S. - 1984, "Torsion in prestressed concrete beams containing steel fibres", International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol.6, No.2, pp.81-91.
- [11] CERIONI R., IORI I. - 1997, "Sul comportamento di lastre presollecitate in conglomerato armato, soggette a stati piani di sforzo", Atti del Congresso AICAP, Roma, 23-25 ottobre, pp.111-120.
- [12] MANSUR M.A., NAGATAKI S., LEE S.H., OOSUMIMOTO Y. - 1989, "Torsional Response of Reinforced Fibrous Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.36-44.
- [13] CERIONI R., FERRETTI D., IORI I. - 1998, "Torsional behaviour of prestressed high-strength concrete beams", Proceedings of the EURO-C Conference, Badgastein, Austria, 31 March-3 April, pp.797-806.

IMPIEGO DI FIBRE ARAMIDICHE PER LA PRECOMPRESSIONE DI SOLAI ALVEOLARI

Pier Giorgio DEBERNARDI

Professore Associato, Politecnico di Torino

Piero CONTINI

Professore Associato, Politecnico di Torino

Maurizio TALIANO

Dottore di Ricerca, Politecnico di Torino

SOMMARIO

L'impiego di fibre aramidiche per la precompressione di solai alveolari costituisce una soluzione innovativa e radicale del problema della corrosione delle armature. La sperimentazione dimostra che i principali ostacoli per l'impiego di questo materiale, ossia il basso modulo elastico, la mancanza di duttilità e la minore aderenza, possono essere superati nella prefabbricazione di solai alveolari. Le prove di taglio e di flessione dimostrano, infatti, un comportamento che rispetta le esigenze prestazionali sia in esercizio che a rottura.

SUMMARY

The use of aramidic fibres for the prestressing of hollow core slabs is an innovative and radical solution to the problem of steel corrosion. Tests have shown that the main obstacles to the use of this material, i.e. a low elastic modulus, no ductility and poor bond, can be overcome if hollow core slabs are prestressed. Shear and bending tests, in fact, show a ductile behaviour which meets performance requirements at both the serviceability and the failure stage.

1. INTRODUZIONE

La durabilità delle strutture in cemento armato è principalmente correlata con la corrosione dell'armatura d'acciaio, che nelle normali condizioni ambientali è dovuta a fenomeni elettrochimici, che si sviluppano successivamente alla carbonatazione del calcestruzzo.

Possono essere ancora più pericolose altre azioni aggressive sia naturali, quali quelle che accadono in ambiente marino, sia artificiali, quali quelle dovute alla presenza di sali di disgelo, ad azioni chimiche aggressive o alla presenza di correnti vaganti.

Per prevenire la corrosione è possibile fare ricorso a diversi procedimenti quali la protezione dell'armatura con trattamenti superficiali, l'impiego di calcestruzzi poco porosi, la protezione catodica.

Una tecnologia innovativa e radicale per la risoluzione del problema è l'adozione di armatura

costituita da fibre plastiche con elevate caratteristiche di resistenza meccanica; fra queste si annoverano le fibre aramidiche quali il Twaron e il Kewlar.

I principali ostacoli per l'utilizzo di questi prodotti quale armatura di elementi in calcestruzzo sono:

- a) l'elevato costo del materiale,
- b) il basso valore del modulo elastico,
- c) la mancanza di duttilità,
- d) la difficoltà di realizzare armature sagomate.

Questi aspetti possono non costituire degli inconvenienti per alcuni tipi di elementi strutturali, quali i solai alveolari precompressi.

Infatti, in questo caso, le uniche armature presenti sono quelle longitudinali utilizzate per la precompressione; nessun altro tipo di armatura è presente nel manufatto prefabbricato.

Si osserva che il basso valore del modulo elastico non riduce la rigidità flessionale in esercizio in quanto

la sezione è interamente reagente, anzi consente di avere una precompressione con un elevato valore di energia potenziale elastica e quindi una maggiore stabilità della precompressione.

Tuttavia questo vantaggio è annullato dalle perdite per rilassamento, che è maggiore rispetto a quello delle armature d'acciaio.

Infine la mancanza di duttilità dovuta ad un comportamento lineare del materiale è compensata da grandi deformazioni della struttura a partire dal momento in cui interviene la fessurazione con frecce a rottura dello stesso ordine di grandezza di quelle che si osservano negli elementi strutturali precompressi con armatura d'acciaio.

Sulla base di queste considerazioni è stata messa a punto un'indagine sperimentale con i seguenti obiettivi:

- caratterizzazione del materiale,
- progettazione e realizzazione di solai alveolari di altezza 300 mm utilizzando piattine di fibra aramidica come armatura da pretensione,
- sperimentazione sulle strutture.

Sebbene quest'ultima non sia ancora conclusa, i risultati finora ottenuti e successivamente esposti consentono di trarre confortanti indicazioni sulla validità di questa tecnologia, limitatamente, per ora, nelle applicazioni a temperatura ambiente.

2. LE PIATTINE DI FIBRA ARAMIDICA

Le armature di pretensione sono costituite da piattine di ARAPREE. Il materiale composito è costituito da fibre aramidiche di piccolissimo diametro disposte parallelamente in una matrice epossidica tali da ottenere sezioni trasversali costituite in parti pressoché uguali di fibra e resina.

Le fibre sono caratterizzate da una resistenza a trazione dell'ordine di grandezza di $2.800 \div 3.500 \text{ N/mm}^2$, da un modulo elastico compreso fra 75.000 e

130.000 N/mm^2 e da un allungamento a rottura compreso fra 2.3% e 4.6% .

Le piattine per la precompressione, realizzate appositamente per la sperimentazione dalla ditta SIREG, hanno una sezione trasversale di $30 \times 4 \text{ mm}$ al fine di ottenere una maggior superficie laterale per trasmettere gli sforzi di aderenza.

2.1 Prove di trazione sulle piattine

La sperimentazione ha avuto lo scopo di definire la legge costitutiva del materiale, (diagramma sforzi-deformazioni fino a rottura) e la sua resistenza a trazione.

Le prove sono state effettuate su saggi di lunghezza pari a 1400 mm , ponendo particolare attenzione alla realizzazione degli afferraggi nella macchina di prova, tali da non influenzare la rottura dei provini. Ciò è stato possibile adottando ganasce realizzate in poliammide.

Il diagramma tensione - deformazione, come si rileva dalla figura 1 che rappresenta la legge costitutiva del saggio n° 9, è caratterizzato da un andamento bilineare fino a rottura senza deformazione plastica.

La sperimentazione, condotta su 14 saggi, ha portato ai risultati della Tabella 1.

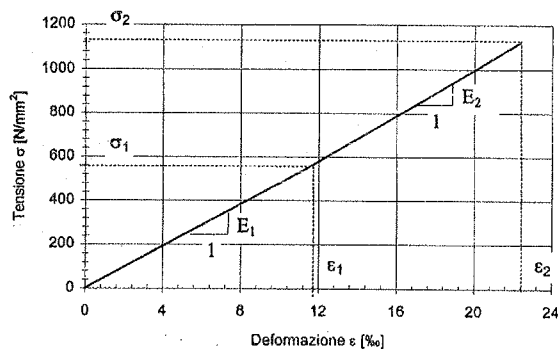


Figura 1 - Diagramma tensione - deformazione (saggio 9).

N°	ϵ_1 [%]	σ_1 [N/mm²]	E_1 [N/mm²]	ϵ_{2u} [%]	σ_{2u} [N/mm²]	E_2 [N/mm²]
1	11.0	530	48181	20.48	1046	51074
2	9.8	468	47755	21.50	1083	50372
3	11.0	535	48636	21.61	1091	50485
4	10.5	513	48857	21.78	1096	50321
5	11.0	530	48181	21.00	1066	50761
6	12.5	630	50400	22.00	1143	51954
7	9.5	445	46842	21.60	1094	5°648
8	11.0	530	48181	21.58	1084	50231
9	11.5	558	48521	22.00	1116	50727
10	11.5	548	47652	21.00	1055	50238
11	11.5	545	47391	22.40	1096	48928
12	11.5	558	48521	22.17	1109	50022
13	11.5	557	48434	22.00	1110	50454
14	11.5	555	48260	21.60	1084	50185

Tabella 1 - Risultati delle prove di trazione sulle piattine.

2.2 Prove di aderenza

Il controllo della resistenza di aderenza delle piattine al conglomerato cementizio è stato condotto sia utilizzando la metodologia del pull-out (cfr RILEM RC 6) che quella denominata beam-test (cfr. CNR-UNI 10020.71).

La resistenza del calcestruzzo al momento della prova era pari a 41.6 N/mm^2 .

I valori sperimentali trovati mediante la prova di pull-out, sono compresi fra 8.8 e 10.26 N/mm^2 ; questi sono confermati dalle risultanze della prova eseguita utilizzando la beam-test dalla quale si desume una resistenza τ_m di 12.9 N/mm^2 .

A titolo di esempio nella figura 2 sono riportati i diagrammi tensione di aderenza - scorrimento per entrambi i metodi di prova adottati. La figura 3 mostra il comportamento nella fase softening relativo ad alcune prove di pull-out.

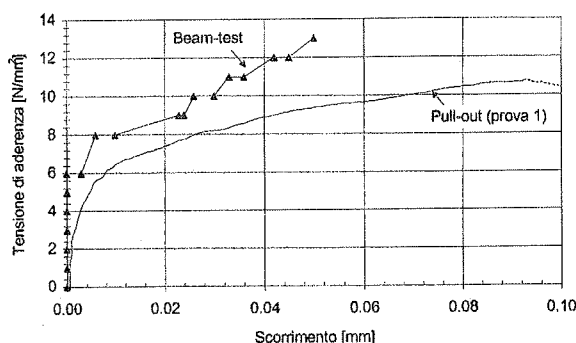


Figura 2 - Risultati delle prove di aderenza (pull-out e beam-test).

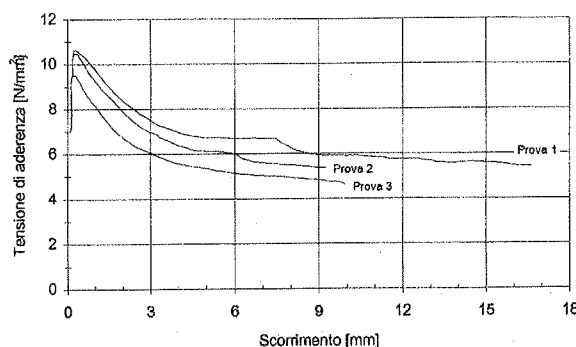


Figura 3 - Diagrammi tensione di aderenza - scorrimento in prove di pull-out.

2.3 Prove di rilassamento

A completamento della conoscenza delle caratteristiche meccaniche delle piattine sono state anche effettuate prove di rilassamento, fenomeno, quest'ultimo, che, come accennato nell'introduzione, riveste particolare importanza per questo composito.

A tal fine sono state predisposte sperimentazioni di

durata fino a 6.500 ore.

Le tensioni di tiro iniziale dei saggi sono state corrispondenti rispettivamente al 57% e al 45% del carico di rottura delle barrette.

I risultati ottenuti sono riportati nella figura 4.

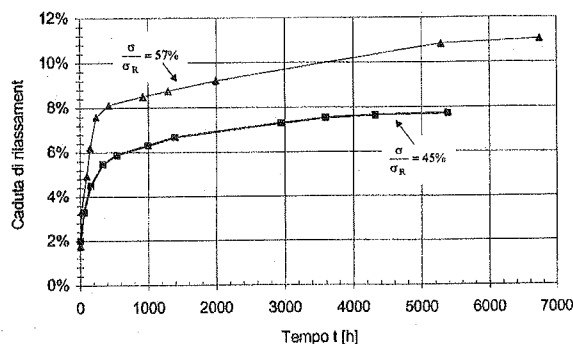


Figura 4 - Risultati delle prove di rilassamento.

3. I SOLAI ALVEOLARI

La confezione dei saggi per la sperimentazione è stata effettuata nello stabilimento della ditta Precompressi Centro Nord di Cerano (No).

La sezione trasversale è riportata nella figura 5 con la posizione delle armature di precompressione. La tesatura iniziale è stata pari a $0.57 \times f_{pt}$.

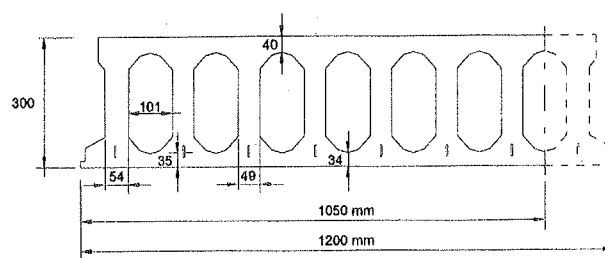


Figura 5 - Geometria della sezione trasversale dei solai.

Per consentire l'utilizzo della normale attrezzatura di produzione, è stato necessario predisporre una apposita apparecchiatura per l'afferraggio delle piattine.

L'alloggiamento del conglomerato cementizio è stato effettuato in continuo secondo il procedimento *slipform*, che impiega macchine vibrofinitrici nelle quali il calcestruzzo viene convogliato entro settori mobili e ipercostipato mediante batterie di vibratori con sequenze differenziate secondo le fasi di getto susseguenti: soletta di intradosso, nervatura, soletta di intradosso. Nella fase di getto del calcestruzzo una apposita guida consente il mantenimento delle piattine nella posizione corretta.

Nel corso dell'esecuzione della pretensione si è verificato il cedimento di una piattina laterale del pannello e la corrispondente nervatura di calcestruzzo è stata successivamente tagliata ad indurimento avvenuto.

Non è stata effettuata la maturazione a vapore del conglomerato e a tre giorni dal getto si è proceduto alla distensione delle armature. Successivamente, l'elemento realizzato di lunghezza 60 m, è stato tagliato trasversalmente con disco diamantato al fine di ottenere i saggi di lunghezza adeguata per le prove di taglio e di flessione.

Lo sforzo di precompressione, in questa fase, viene trasferito per aderenza fra l'armatura e il calcestruzzo dando quindi luogo a un certo rientro delle piattine in corrispondenza della testata.

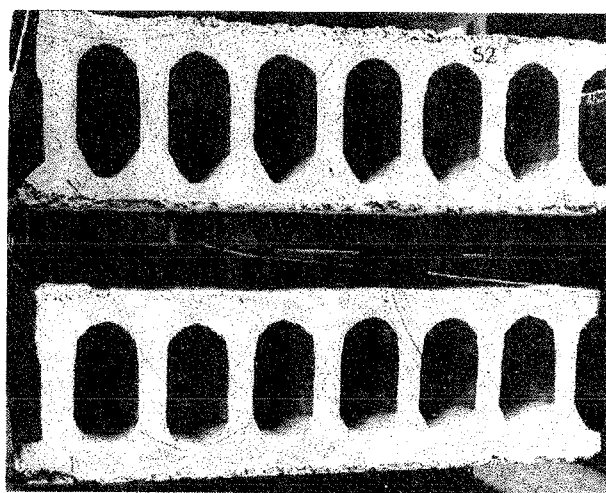


Figura 6 - Sezione trasversale dei solai.

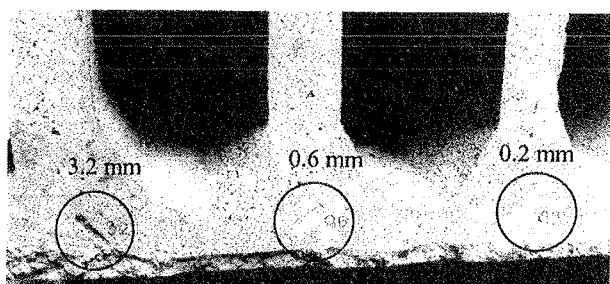


Figura 7 - Particolare delle armature di precompressione e rientro nella zona di testata.

Si è osservato un rientro maggiore in corrispondenza delle nervature più laterali con valori dell'ordine di 3÷3.5 mm, che vanno via via riducendosi fino a pochi decimi di millimetro per quelle più interne.

Per quanto possa essere arbitrario applicare la relazione per le armature metalliche alle piattine in A.F.R.P. può essere interessante fare un confronto con quanto è ammesso per trefoli da 3/8 di pollice, la cui sezione può essere considerata equipollente con quella delle piattine.

La Norma Europea ENV 1168 fornisce le modalità di calcolo del rientro massimo accettabile Δl_0 dei cavi di precompressione, (trefoli e trecce), da considerare

accettabile, come valore medio delle tre armature con maggior scorrimento nella stessa sezione:

$$\Delta l_0 = 0.4 \times l_{\text{byd}} \times \sigma_{\text{pmo}} / E_p$$

dove

l_{byd} lunghezza di trasmissione;

σ_{pmo} tensione nell'armatura di precompressione dopo il rilascio;

E_p modulo elastico dell'acciaio.

Per trefoli da 3/8 di pollice, nelle condizioni di impiego normali, risulta un valore di Δl_0 di 2mm, mentre per un filo singolo il rientro non deve essere superiore a $1.3 \times \Delta l_0 = 2.6$ mm.

Tenendo conto che la tensione σ_{p_0} nelle piattine è circa la metà di quella dei trefoli e che il modulo elastico è circa un quarto, a parità di lunghezza di trasmissione si ottiene un rientro ammissibile degli ancoraggi di circa il doppio e quindi compatibile con i valori sperimentali.

Collegato al fenomeno di rientro delle piattine in testata è l'effetto cuneo, (bursting), dovuto alla dilatazione per effetto Poisson dell'estremità dell'armatura che passa dalla tensione di tesatura iniziale a tensione nulla per effetto del taglio. Il rientro dell'armatura e l'effetto cuneo generano delle tensioni di trazione trasversale. In alcuni casi si sono riscontrate nelle nervature più esterne del pannello delle fessure che si estendono per pochi cm. Non si sono invece riscontrate fessure trasversali nelle nervature dovute all'ancoraggio delle armature, (effetto splitting), o fessure nella testata della lastra alveolare dovuto allo sviluppo della precompressione, (effetto spalling).

Dall'unico elemento realizzato sulla pista di precompressione si sono ottenuti per taglio trasversale i saggi per la sperimentazione a taglio e a flessione e precisamente: sei pannelli di lunghezza di 4 m, tre pannelli da 8 m e un pannello da 6m.

4. SPERIMENTAZIONE E MODELLAZIONE TEORICA DEI PANNELLI ALVEOLARI

Il comportamento strutturale è condizionato dalla mancanza di duttilità dell'armatura e dalla minor aderenza delle piattine rispetto ai trefoli. I problemi riguardano pertanto le zone di estremità dei pannelli ove viene introdotta la precompressione, la resistenza a taglio, l'apertura delle fessure sia per azioni di breve durata che per azioni ripetute, il comportamento a rottura.

Sebbene la modellazione teorica tradizionale sia stata messa a punto per armature in acciaio, essa verrà assunta come riferimento anche per le armature in fibre aramidiche adottando le reali leggi costitutive dei materiali.

4.1 Prova di taglio

La sperimentazione è stata effettuata su tre solai alveolari di 4 m semplicemente appoggiati alle estremità e soggetti a due forze concentrate applicate secondo lo schema della norma europea prEN 1168-1 "Precast concrete production - Hollow core slabs for floors" (figura 8). Con tale schema di prova si applica uno

la curva teorica ottenuta integrando le curvature media calcolate nell'ipotesi classica di conservazione delle sezioni piane e assumendo un coefficiente β_2 che tiene conto dell'aderenza dell'armatura, pari a 0.7.

Il carico massimo raggiunto è stato di 318 kN a cui corrisponde un taglio massimo di 235 kN e un momento di 219 kNm.

Fino al carico massimo non è stato rilevato alcuno

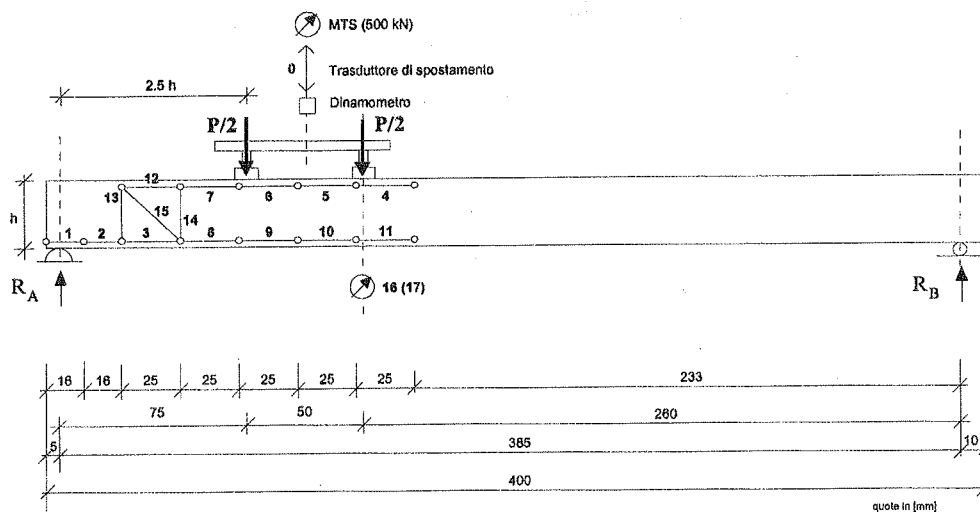


Figura 8 - Schema della prova di taglio.

sforzo di taglio massimo dall'appoggio fino alla distanza pari a 2.5 volte l'altezza h e un momento flettente massimo in corrispondenza del carico posto a distanza $2.5h + 500$ mm dove si è rilevato lo spostamento verticale.

La prova si è svolta nelle seguenti fasi:

- primo ciclo di carico in controllo di spostamento fino alla formazione delle prime fessure e scarico;
- serie di cicli in controllo di carico fino ad un valore massimo pari a circa il 75% del carico di rottura previsto;
- ultimo ciclo in controllo di spostamento fino a rottura del solaio.

Nella figura 9 è riportato il diagramma carico - freccia determinato nella prima prova e il confronto con

scorrimento delle piattine di precompressione all'estremità del pannello alveolare. I gradini del diagramma di figura 9 nella fase successiva al carico massimo corrispondono a scorrimento delle armature nella testata. Il momento massimo raggiunto in questo caso è pressoché pari al momento resistente teorico di 220 kNm.

Le prove di taglio sul secondo e sul terzo saggio hanno dato luogo a carichi massimi inferiori a quelli del primo saggio con valori del taglio massimo rispettivamente pari a 190 kN e 196 kN. In quest'ultimo caso i cicli al livello di circa l'80% del carico massimo sono stati ripetuti 30 volte. Nella figura 10 è riportato il diagramma carico - freccia. In tali prove i carichi massimi sono stati inferiori a quelli della prima prova a causa dello scorrimento dell'armatura all'estremità del pannello.

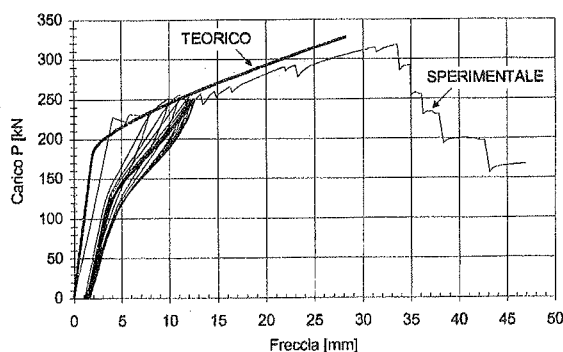


Figura 9 - Diagramma carico - freccia (prova 1).

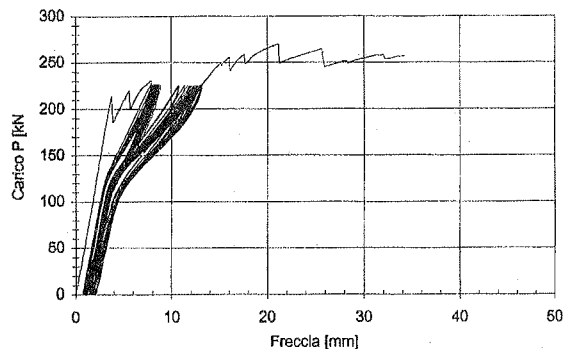


Figura 10 - Diagramma carico - freccia (prova 3).

La figura 11 mostra i quadri fessurativi che si sono verificati nelle tre prove di taglio.

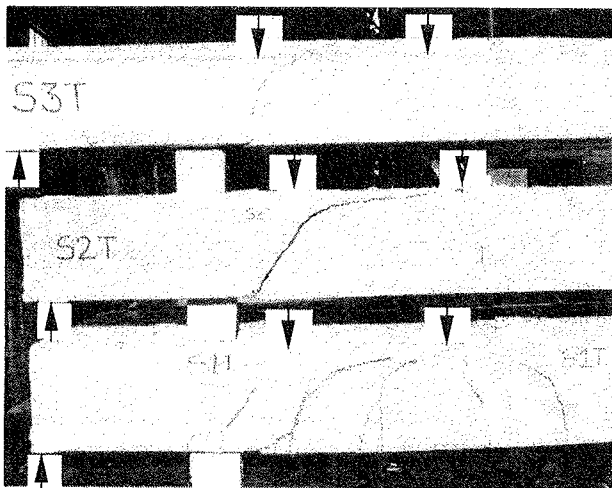


Figura 11 - Quadro fessurativo nelle tre prove di taglio.

4.2 Prove cicliche di flessione

Nella figura 12 sono riportati per un solaio di luce 3.65 m, misurata tra gli appoggi, lo schema di prova e la posizione degli strumenti di misura per il rilievo delle deformazioni e degli spostamenti.

La successione delle varie fasi di carico è riportata in figura 13.

La prova ha avuto inizio con una prima serie di 23 cicli di carico fino al valore di 174 kN che corrisponde ad un momento pari al 60% del momento di rottura. Il massimo momento agente è maggiore del momento di decompressione ma è minore del momento di fessurazione, per cui l'elemento strutturale è interamente reagente.

Con un ciclo successivo in cui si è raggiunto il carico di 220 kN si sono formate le due fessure a cavallo delle quali, in assenza di carico, sono stati disposti due trasduttori per la misura della loro apertura in funzione del livello di carico e del numero di cicli.

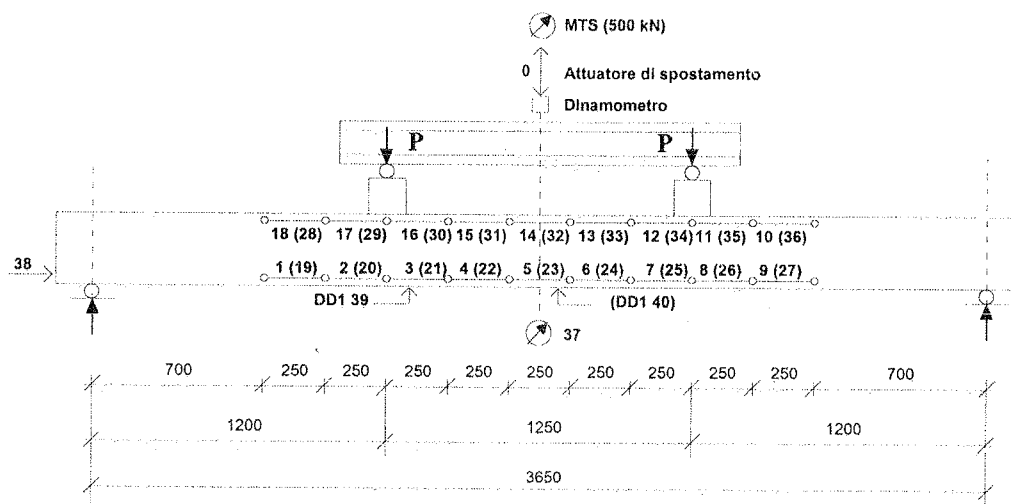


Figura 12 - Schema di prova e posizione degli strumenti di misura

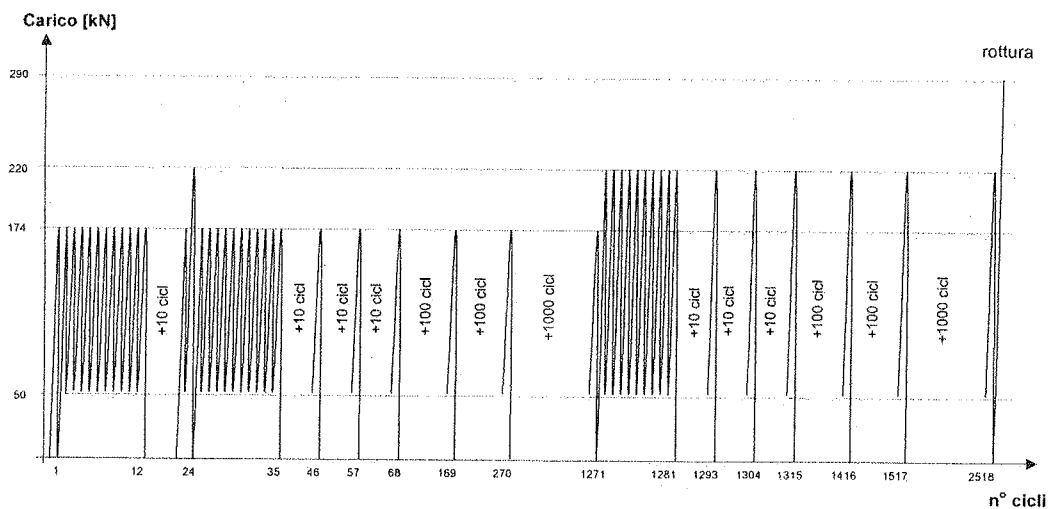


Figura 13 - Successione dei cicli di carico nella prova di flessione.

Successivi cicli di carico (dal 25° al 1272°) oscillanti ancora fino al valore di 17.4 kN determinavano l'apertura e la chiusura della fessura. Nelle figure 15a, 16a, 17a sono riportati rispettivamente i diagrammi carico - freccia, momento - curvatura media nella zona tra i due carichi applicati, momento - apertura della fessura (le due fessure rilevate hanno avuto dei valori di apertura pressoché uguali tra loro nelle varie fasi) con un'apertura massima pari a 0.2 mm e un incremento di 0.02 mm per i cicli applicati.

In seguito il carico è stato fatto oscillare fino a un valore massimo di 220 kN a cui corrisponde un momento pari al 75% del momento di rottura.

Al ripetersi dei cicli di carico si sono formate altre fessure che hanno dato luogo ad un incremento sia della freccia (fig. 15b) che della curvatura media (fig. 16b). In questo caso l'apertura massima della fessura è passata da 0.39 mm a 0.55 mm (fig. 17b).

Nell'ultima fase si è pervenuti a rottura in controllo di spostamento. I diagrammi sono riportati nelle figure 15c, 16c, 17c. La rottura si è verificata per lo scorrimento delle armature all'estremità del pannello. La struttura pur non avendo un effettivo comportamento plastico dà luogo a grandi deformazioni prima di pervenire a rottura. La figura 14 mostra il quadro fessurativo su una faccia del pannello e alcuni strumenti di misura della deformazione.

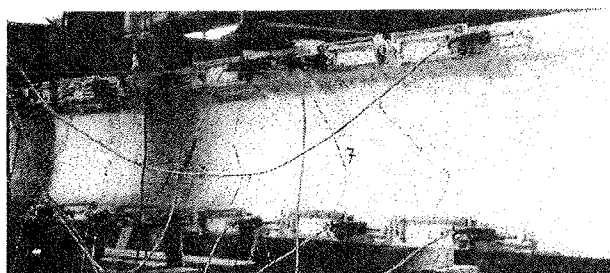


Figura 14 - Quadro fessurativo nella prova di flessione.

5 CONCLUSIONI

L'impiego di fibre aramidiche per la precompressione di solai alveolari costituisce una soluzione innovativa e radicale del problema della corrosione delle armature. La sperimentazione ha permesso di valutare positivamente il comportamento della struttura di fronte agli aspetti più problematici: ridotta aderenza delle armature, basso modulo elastico e assenza di comportamento plastico.

Per quanto riguarda l'aderenza sono stati osservati dei rientri delle armature di precompressione alle estremità dei solai pari a circa 3.5 mm per le armature più esterne e valori molto più ridotti per quelle più interne (0.2 mm).

L'ancoraggio delle armature all'estremità e la

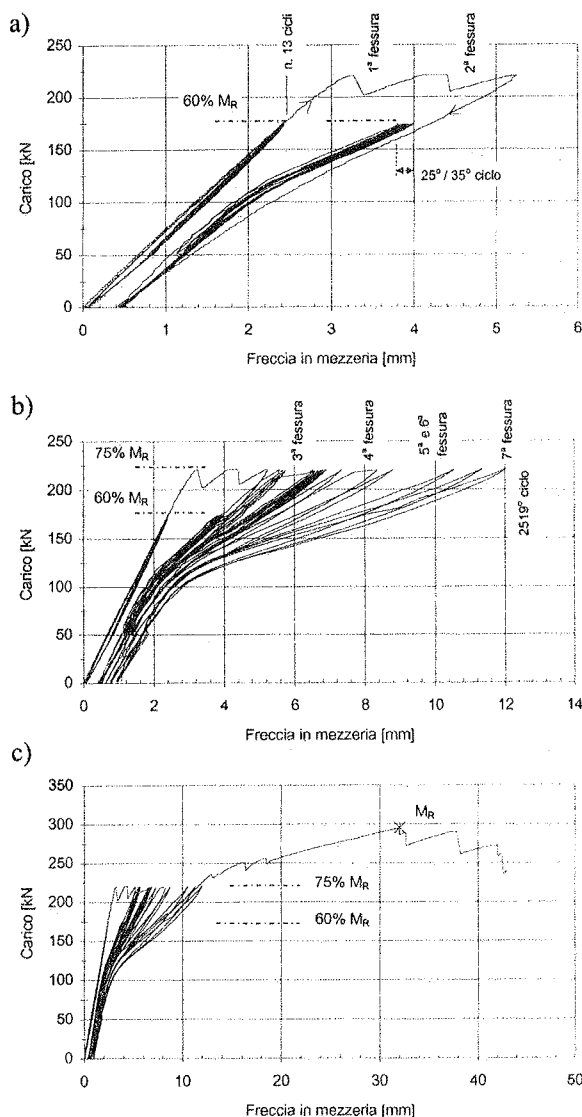


Figura 15 - Diagrammi carico - freccia.

diffusione della precompressione consentono di ottenere, nelle tre prove effettuate, resistenze a taglio rispettivamente pari a 220 kN, 180 kN e 185 kN. Per questi valori del taglio resistente si hanno rotture per flessione quando la luce del solaio è maggiore di 15 volte lo spessore.

L'applicazione delle relazioni usuali per la verifica degli elementi armati con trefoli non è sempre corretta per cui si rende necessaria una più estesa sperimentazione allo scopo di definire i parametri relativi a questi nuovi tipi di armatura.

Per quanto riguarda l'apertura delle fessure si osserva che per un carico che produce un momento pari al 60% del momento di rottura la sezione non è fessurata per cui i cicli di carico evidenziano un comportamento lineare. Dopo aver provocato la fessurazione per un momento pari al 75% del momento

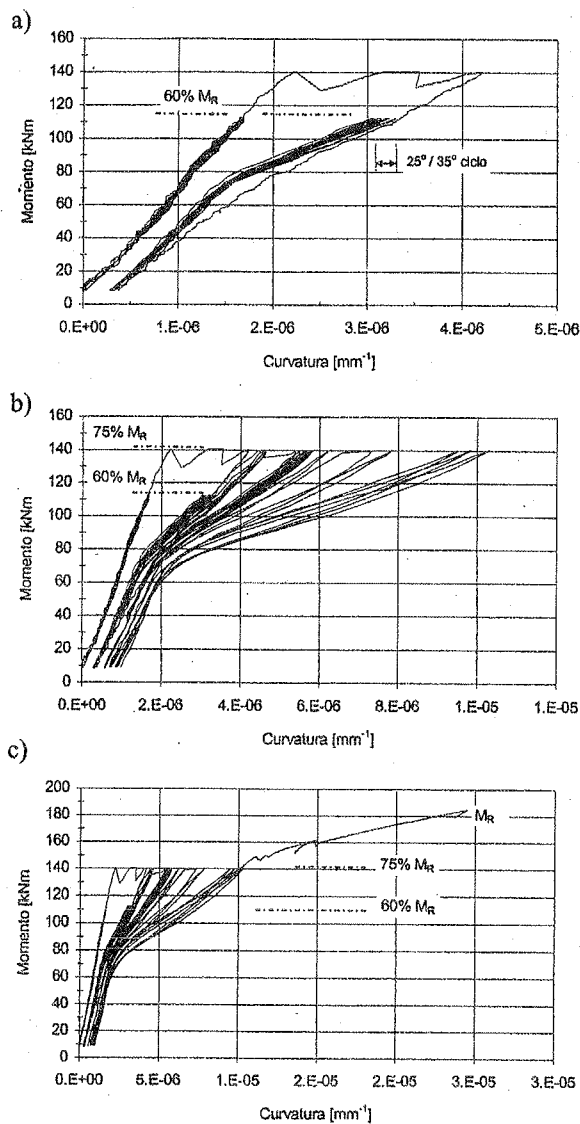


Figura 16 - Diagrammi momento - curvatura.

di rottura, le sollecitazioni cicliche ripetute più di 1200 volte per un momento pari al 60% del momento di rottura hanno dato luogo a fessure con apertura 0.2 mm. La freccia per le stesse sollecitazioni è passata da 2.4 mm (pari a circa 1/1500 della luce) in sezione non fessurata a 4 mm in sezione fessurata (pari a circa 1/900 della luce). Questo conferma la scarsa influenza dei bassi valori del modulo elastico sul comportamento strutturale nella fase di esercizio.

A rottura la freccia è stata di 35 mm pari a circa 1/100 della luce confermando, pertanto, la presenza di grandi deformazioni nella fase che precede la rottura.

Nella figura 18 viene infine riportato il confronto teorico tra l'andamento della relazione carico - freccia relativa ad un solaio armato con trefoli in acciaio e quello relativo ad un solaio armato con fibre aramidiche aventi lo stesso momento resistente. Nei due casi si può

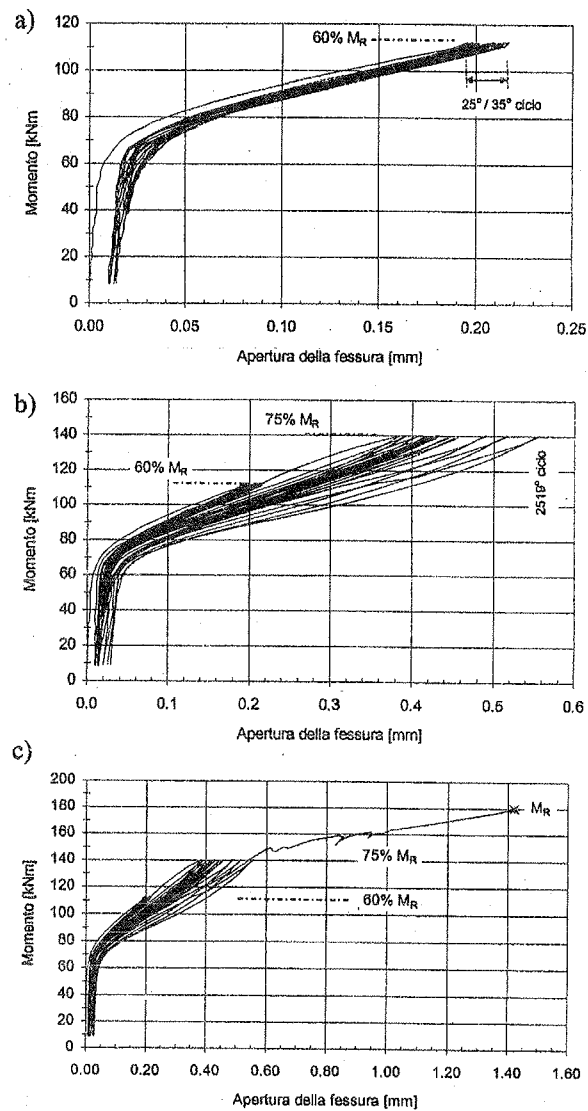


Figura 17 - Diagrammi momento - apertura della fessura.

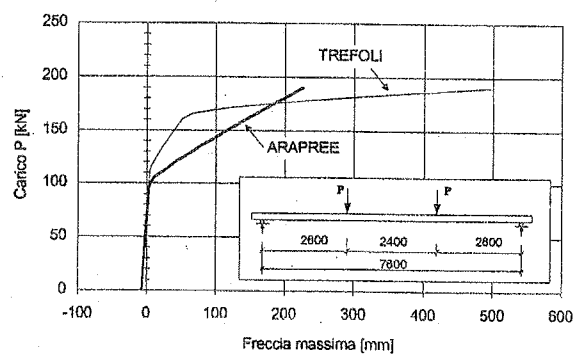


Figura 18 - Diagrammi carico - freccia teorici.

osservare un comportamento pressoché coincidente fino al momento di fessurazione che corrisponde alla situazione di esercizio.

Nel solaio armato con trefoli di acciaio si ha quindi una fase fessurata fino allo snervamento dell'armatura a cui segue un esteso campo plastico. Nel solaio armato con fibre aramidiche manca il campo plastico, ma il comportamento in fase fessurata è caratterizzato da una rigidità ridotta che porta ad una freccia per il carico massimo pari a circa la metà di quella del solaio armato con trefoli.

Questi primi risultati consentono di rispettare le usuali esigenze prestazionali e confermano la possibilità di impiegare le armature aramidiche per la precompressione dei solai alveolari.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - 1993, CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin N. 213/214, Thomas Telford Ltd, Lausanne.
- [2] ENV 1992-1-1, Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part 1, General Rules and rules for buildings, 1991.
- [3] ENV 1992-1-3, Eurocode 2, Supplementary rules for Precast Concrete Elements and Structures, 1993.
- [4] CEN TC 229 - 1992, European Standard "Floors of precast prestressed hollow core elements".
- [5] FIP Recommendations - 1988, "Precast Prestressed Hollow Core Floors", Ed. Thomas Telford, London.
- [6] A. NANNI - 1993, Fibre Reinforced Plastic (FRP) reinforcement for concrete structures - Properties and Applications, Developments in Civil Engineering, 42, Elsevier, Amsterdam.
- [7] A. GERRITSE - 1992, Durability criteria for non-metallic tendons in an alkaline environment. ACMBBS Symposium, Sherbrooke, Canada.
- [8] L. TAERWE - 1995, Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure, Proceedings of the Second International RILEM Symposium, E&FN SPON.
- [9] C. Bosco, P. G. Debernardi - 1991, Further investigation on structural continuity of hollow core floors produced by slipform technique, Betonwerk Fertigteil Technik, N° 9.
- [10] A. DI TOMMASO, P. FORABOSCHI - 1995, Armature di compositi fibrosi a matrice polimerica per il conglomerato cementizio, L'Edilizia, N. 9/10, De Lettera Ed., pp. 86-106.
- [11] M. ARDUINI, - 1993, L'impiego di compositi fibrosi a matrice polimerica nell'ingegneria strutturale, Recuperare n. 7.
- [12] M. ARDUINI - 1995, Materiali fibrosi a matrice polimerica per il rinforzo di strutture, L'Edilizia, sett. 1995.
- [13] A. MAISSEN - 1995, Comparison of Concrete Beams prestressed with Carbon Fibre - Reinforced Plastic and Steel Strands (Techtextil Symposium 1995 - vortrags 543 - Seite 1).
- [14] RILEM/CEB/FIP - RECOMMANDATION RC6, 1978, Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton. 2. Essai par traction.
- [15] A. GERRITSE, H. J. SCHÜHHOFF, E. MAATJES - 1987, Prestressed Concrete Structures with Arapree; Relaxation, Technical Contribution to IABSE Symposium, Paris.

CRITERI PROGETTUALI D'IMPIEGO STRUTTURALE DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO IN ELEMENTI PRECOMPRESSI PREFABBRICATI PER COPERTURE

Marco DI PRISCO, Roberto FELICETTI, Giandomenico TONIOLO del Politecnico di Milano
Claudio FAILLA, della Larco Astori di Carvico

SOMMARIO

La nota presenta i criteri di un approccio analitico-sperimentale nel progetto di voltine prefabbricate precomprese per coperture realizzate con calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio. Viene descritta la tecnologia produttiva, messa a punto attraverso una sperimentazione preventiva che ha permesso di assicurare un'ottima omogeneità ai getti. I criteri progettuali derivati dalle più recenti esperienze reperibili in letteratura oltre che dalle apposite sperimentazioni descritte, vedono la fibra metallica quale armatura sostitutiva della rete elettrosaldata nelle ali degli elementi nei riguardi delle flessioni locali trasversali, nonché della staffatura delle anime nei riguardi dell'azione di taglio collegata al comportamento flessionale longitudinale. La stessa fibra viene assunta come armatura integrativa della resistenza nella flessione principale, in aggiunta al primario effetto della tradizionale armatura costituita da trefoli pretesi. Vengono infine descritte le prove di carico preliminari, eseguite su prototipi al vero presso lo stabilimento di produzione della Larco-Astori di Carvico (BG), protratte fino al collasso al fine di verificare i criteri applicati nel calcolo analitico.

SUMMARY

The paper presents the criteria of an analytical and experimental approach in the design of thin webbed precast prestressed elements roofings made of steel fibre reinforced concrete. The production technology is described, as set up through an initial experimentation able to ensure a very good homogeneity of the concrete. Design criteria have been derived from previous experiences available in the literature as well as from specific tests. These criteria assume steel fibres as substitutive reinforcement of the welded mesh for the local transverse bending of the cross-section flanges and of the stirrups in the webs for the main longitudinal shear. Fibres are also assumed as integrative reinforcement for the main longitudinal bending in addition to the principal traditional reinforcement made of pretensioned strands. Finally the load tests up to failure are prescribed as carried out at the production factory Larco-Astori in Carvico (BG) on some full-scale prototypes in order to check the reliability of the criteria assumed in the analytical calculations.

1. INTRODUZIONE

La presente ricerca si riferisce allo studio per la produzione di voltine prefabbricate precomprese per coperture realizzate con calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio.

1.1 Precedenti esperienze applicative

Il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio vanta più di 20 anni di applicazione in diversi paesi europei ed extraeuropei con sviluppo tecnologico avanzato [1].

Tali impieghi riguardano soprattutto [2-5]:

- (a) pavimentazioni gettate in opera;
- (b) lastre di solaio di piccole dimensioni;
- (c) restauri strutturali per applicazioni locali;
- (d) giunti gettati in opera di piastre prefabbricate;
- (e) rivestimenti ed elementi prefabbricati per gallerie.

Gli impieghi fin qui fatti vedono le applicazioni strutturali limitate ad elementi secondari di modeste dimensioni a causa della scarsa omogeneità ottenuta nei getti con le vecchie tecnologie produttive. Più recentemente sono state proposte e talvolta realizzate nuove applicazioni di carattere più specificatamente strutturale che mirano all'utilizzo delle fibre come [6-11]:

- (f) armatura a taglio sostitutiva delle staffe nelle travi;
- (g) armatura flessionale longitudinale integrativa agente in parallelo con quella tradizionale;
- (h) armatura flessionale di piastre di fondazione, di tubazioni e di traversine ferroviarie.

Al fine dei calcoli di resistenza, per tener conto della scarsa omogeneità dei getti ottenibile con le tecnologie di allora, alcuni autori hanno proposto di tener conto della resistenza flessionale dovuta alle fibre solo in elementi iperstatici, come appunto le piastre, ove

l'eventuale carenza locale di resistenza non pregiudica quella globale della struttura. Altre proposte si riferiscono alla possibilità di utilizzo delle fibre quale armatura integrativa nelle travi inflesse, riferendo però il loro contributo ad una "area efficace" ridotta rispetto alla parte tesa della sezione, per depurarla dalla possibile zona difettosa.

In alcuni Paesi, ove si è registrato un maggiore uso del calcestruzzo fibrorinforzato, sono state pubblicate delle specifiche normative volte ad affrontare sia gli aspetti progettuali [12], sia quelli inerenti i metodi di prova [13,14]. Inoltre, è stata attivata da circa tre anni una Commissione Internazionale (RILEM TC-TDF) al fine di estendere l'Eurocodice 2 al calcestruzzo fibrorinforzato ed in ambito Nazionale una commissione UNI finalizzata alla qualificazione del medesimo prodotto.

È importante sottolineare che l'identificazione del comportamento meccanico è volta alla caratterizzazione diretta del materiale composito, rinunciando alla caratterizzazione dei singoli componenti che presupporrebbe l'esistenza di regole di calcolo affidabili a partire dai due materiali base per descrivere il comportamento meccanico del materiale composito, regole [15] che purtroppo allo stato attuale risultano solo qualitative.

1.2 Proprietà meccaniche del fibrorinforzato

La vasta indagine sperimentale mirata alla caratterizzazione meccanica, testimoniata dalla estesa letteratura sull'argomento [16-24], evidenzia per il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio le seguenti proprietà principali:

- A – una resistenza a compressione f_c sostanzialmente eguale a quella della matrice, ma con una duttilità post-picco crescente all'aumentare del dosaggio di fibre;
- B – una resistenza a trazione f_t sostanzialmente eguale a quella della matrice, ma con una sistematica resistenza post-fessurativa f_{ft} fino ad aperture di fessura anche di qualche millimetro;
- C – una resistenza per flessione f_{fl} significativamente incrementabile rispetto a quella della sola matrice mediante un opportuno dosaggio di fibre e caratterizzata da una sistematica affidabilità e da una elevata duttilità;
- D – un controllo della fessurazione ingenerata da fenomeni di ritiro e variazioni termiche della matrice graduabile sulla base del dosaggio di fibre;
- E – una omogeneità che dipende dal perfezionamento della tecnologia esecutiva del getto, con affidabilità crescente al crescere delle dimensioni del volume rappresentativo considerato.

Il composito indurito manifesta altre proprietà positive, come una significativa resistenza all'urto e all'abrasione derivante dalla elevata tenacità, che tuttavia non sono particolarmente rilevanti nei riguardi

del previsto impiego funzionale degli elementi in questione.

Le proprietà meccaniche del materiale dipendono dai seguenti parametri principali:

1. il rapporto d'aspetto (snellezza) e la resistenza delle fibre;
2. il dosaggio e la tipologia delle fibre;

Influiscono significativamente anche:

3. la resistenza della matrice;
4. la granulometria degli aggregati;
5. le dimensioni del manufatto.

2. TECNOLOGIA DI PRODUZIONE

2.1 Prove preliminari sulle miscele

Uno dei principali problemi affrontati nel realizzare questa tipologia di manufatti è stato proprio la determinazione della miscela di calcestruzzo da impiegare, poiché, come noto, l'aggiunta di fibre negli impasti riduce considerevolmente la lavorabilità dei getti. Nei primi impasti campione prodotti si sono registrate notevoli riduzioni dell'abbassamento al cono di Abrams rispetto agli impasti privi di fibre (slump test, inizialmente pari a 20 cm, ridotti a 4 cm).

Una prima tipologia di impasto è stata realizzata impiegando cemento tipo I 52,5 R, aggregati silicei con diametro massimo di 15 mm e additivo fluidificante di tipo acrilico. Le fibre utilizzate sono in acciaio uncinate e zincate della lunghezza di 30 mm (pari a 2 volte la dimensione massima dell'inerte) diametro 0,6 mm con rapporto d'aspetto pari a 50.

Con questa composizione della miscela di calcestruzzo, nella quale la fibra è stata dosata in ragione di 50 kg/m³, si sono ottenuti impasti con rapporto a/c di 0,37, con resistenze medie (valutate su cubi) di 87,5 N/mm², la cui lavorabilità è comunque risultata piuttosto scarsa (da 4 a 15 cm di abbassamento al cono) e molto incostante. Tale miscela è stata realizzata 10 volte in centrale di betonaggio per il confezionamento di alcuni elementi di prova e dei manufatti in dimensione al vero delle prove preliminari (Paragrafo 5.1).

Nella produzione iniziale dei manufatti di copertura, questa miscela non ha presentato caratteristiche di lavorabilità sufficienti a consentire un completo riempimento dello stampo con adeguata omogeneità del getto. In particolare, la ricerca di maggiore lavorabilità, aumentando il dosaggio di additivo, nonostante l'elevato contenuto in cemento degli impasti, ha dato origine a un calcestruzzo non sufficientemente coeso con frequente segregazione degli aggregati. Pertanto, anche se in via teorica risulta possibile raggiungere alte resistenze combinate con buona lavorabilità, si corre il

rischio di produrre calcestruzzi con elevata deviazione standard e, date le problematiche di esecuzione del getto in opera, manufatti non omogenei.

Questo problema è stato risolto positivamente mediante l'aggiunta di microsilice nell'impasto di calcestruzzo realizzato con gli stessi componenti prima indicati [25,26]. La microsilice è stata impiegata sotto forma di soluzione acquosa (slurry) con il 50% di sostanza attiva. La presenza di una frazione di parti ultrafini (in ragione di circa il 10% dei fini totali) ha permesso di realizzare impasti che, pur richiedendo un minore quantitativo di acqua, hanno fatto registrare ottime lavorabilità senza incorrere nella segregazione degli aggregati.

L'impiego di microsilice all'interno dell'impasto ha consentito di ottenere un contenuto d'aria nel calcestruzzo fresco con indice dei vuoti inferiore allo 0.5% (effetto filler) e ha dato luogo all'azione pozzolanica che trasforma in silicati parte degli idrossidi di calcio presenti nel conglomerato, conferendo contemporaneamente migliore durabilità e migliori caratteristiche meccaniche. Il tradizionale rapporto acqua/cemento è stato pertanto sostituito con quello tra quantità totale di acqua e la somma delle quantità di cemento e di microsilice: rapporto $a/(c+s)$.

La scelta dell'impiego della microsilice sotto forma di slurry è stata determinata dagli indubbi vantaggi di stoccaggio, dosaggio e dispersione all'interno della miscela di calcestruzzo, che non risultano altrettanto agevoli né efficaci con l'impiego dello stesso materiale sotto altre forme (in polvere o prodotto densificato).

2.1 Scelta delle miscele

Il proporzionamento definitivo dei componenti per m^3 di impasto è risultato il seguente:

cemento tipo I 52,5 R	405 kg
microsilice	45 kg
sabbia vagliata 0-3	110 kg
sabbia naturale 0-12	960 kg
ghiaietto 8-15	810 kg
fluidificante acrilico	12 l
acqua totale di impasto	125 l
fibra metallica (*)	50 kg

(*) fibre uncinata zincate a basso contenuto di carbonio ($f_y > 1200 \text{ N/mm}^2$) - $l=30 \text{ mm}$ $d=0.62 \text{ mm}$.

Con tale miscela, pur con rapporti $a/(c+s)$ pari a circa 0.3, si sono ottenuti slump fino a 20 cm e impasti ottimamente coesi e lavorabili, che hanno consentito di confezionare manufatti privi di difetti e senza segregazione degli aggregati o presenza di bleeding. I valori di resistenza alla compressione valutati su cubi sono tutti risultati superiori ai 100 N/mm^2 con una

costanza di risultati decisamente migliore rispetto a quelli ottenuti con la miscela precedente. Su 24 impasti realizzati in centrale di betonaggio si è ottenuto un valore medio di resistenza pari a 111.2 N/mm^2 con uno scarto quadratico pari a 4.0 N/mm^2 . Inoltre, visti i risultati ottenuti durante le prove sui manufatti, si può ritenere che la correlazione tra i provini e il calcestruzzo che compone il manufatto sia molto buona. E' pure evidente che una produzione continuativa realizzata con getti su stampi appositamente studiati per questa tipologia di impasti permetterebbe decisivi miglioramenti rispetto alle caratteristiche registrate in una piccola produzione pilota come quella qui presentata.

Nessun problema si è presentato nell'ottenere una uniforme dispersione della fibra all'interno del conglomerato, aggiungendola come ultimo componente dopo aver completato nei tempi tradizionali l'impasto. Una miscelazione di ulteriori 60-90 sec. permette di ottenere un'ottima dispersione della fibra senza alcuna perdita di lavorabilità della miscela causata dall'allungamento dei tempi di miscelazione, data la capacità dell'additivo acrilico di mantenere inalterate a lungo le proprietà del calcestruzzo fresco.

La scelta di impiegare fibre zincate deriva essenzialmente da motivazioni estetiche: è infatti noto che l'ossidazione di fibre non zincate all'interno di calcestruzzi a struttura chiusa è limitata solo a quelle presenti sulla superficie esterna del getto, senza alcuna propagazione del fenomeno di ossidazione all'interno dell'elemento e conseguentemente senza alcuna implicazione sulla durabilità dei manufatti [27]. D'altra parte, questo fenomeno superficiale non è compatibile con la finitura delle superfici a vista, tipiche degli elementi prefabbricati.

3. PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI

3.1 Criteri di base

A seguito delle risultanze sperimentali che hanno confermato precedenti risultati reperibili in letteratura, nel progetto dell'elemento in questione si considera l'efficacia delle fibre sulla resistenza meccanica per i seguenti contributi principali:

- comportamento flessionale decisamente meno fragile della sezione critica di mezzzeria, caratterizzata da una "forte armatura" a causa delle ridotte dimensioni dei bordi superiori compressi, grazie al miglioramento del comportamento post-picco a compressione del materiale con maggiori ϵ_{cu} (proprietà A);
- incremento della resistenza flessionale della medesima sezione di mezzzeria, rispetto al contributo base fornito dall'armatura longitudinale ordinaria

(trefoli pretesi compresi nella lastra inferiore dell'elemento) grazie alla sistematica resistenza a trazione del composito circostante (proprietà B);

- limitazione cautelativa di detto contributo maggiorativo del momento resistente longitudinale al 20% del totale;
- resistenza delle lastre costituenti l'elemento nei riguardi della flessione trasversale affidata integralmente alla resistenza f_{Ftf} del composito, come precisata nella proprietà C per la parte post-picco;
- per garantire l'adeguato ancoraggio terminale dei trefoli nonché la connessione tirante puntone con le anime in corrispondenza dell'appoggio, si dispone comunque una staffatura tradizionale in barre estesa ad un tratto di lunghezza pari all'altezza del manufatto.
- nelle zone ove non sia disposta alcuna armatura trasversale, allo stato limite ultimo dell'elemento, le anime vengono calcolate al taglio facendo affidamento sulla sola resistenza residua a trazione post-picco, secondo la citata proprietà B;

Si fa presente inoltre che l'azione di taglio, per questi elementi strutturali precompressi assai snelli, non è quasi mai significativa, risultando, allo stato limite ultimo, contenuta entro valori nettamente inferiori al limite di fessurazione del calcestruzzo. Ciò nonostante è opportuno che, in presenza di eventuali fessure dovute a stati coattivi di varia natura, sia comunque garantita la resistenza al taglio facendo riferimento unicamente alla resistenza residua del composito [28-29].

3.2 Verifiche di resistenza

Per quanto riguarda le verifiche allo stato limite ultimo di resistenza si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza dei materiali:

$\gamma_{Fc} = 1.5$ per il calcestruzzo fibrorinforzato soggetto a compressione;

$\gamma_s = 1.15$ per l'acciaio dell'armatura lenta e pretesa;

$\gamma_{Ft} = 1.25$ per il calcestruzzo fibrorinforzato soggetto a trazione e a flessione.

I primi due coefficienti corrispondono a quelli adottati dalla normativa vigente. Il terzo coefficiente, tuttora oggetto di indagine, considera la dispersione dei risultati di prove di trazione finora a disposizione [30], nell'ipotesi che la resistenza a trazione post-picco sia affidata alla sola estrazione delle fibre con accumulo di deformazioni irreversibili.

Tale proprietà meccanica va di volta in volta determinata sperimentalmente sulla base di prove di trazione diretta e di flessione, come di seguito indicato

con riferimento allo stato tensionale interessato ed agli specifici spessori in gioco.

Per il comportamento a trazione del materiale composito si adotta un modello perfettamente elasto-plastico limitato al valore f_{Ft} della "resistenza equivalente" (Fig. 1). Detta resistenza si valuta a partire dal diagramma sperimentale tensione-apertura di fessura, secondo il criterio dell'energia dissipata dopo il picco per un'apertura della fessura da 0 a $\bar{w}$. Il valore $\bar{w}$ è scelto per lo stato limite ultimo pari a 1.5 mm. Il valore di calcolo f_{Ftd} si deduce da quello caratteristico dividendo quest'ultimo per il coefficiente di sicurezza γ_{Ft} .

In Fig. 1, a partire dal limite di fessurazione $w = 0.0$, a tratteggio incrociato è indicata l'energia di frattura del calcestruzzo ordinario, a tratteggio semplice il contributo aggiuntivo delle fibre.

Per le verifiche della resistenza flessionale degli elementi di lastra si adotta un analogo modello bilineare tratto dalla curva sperimentale $P-\delta$ della prova a flessione. A partire da questo diagramma, con lo stesso criterio energetico, si valuta il valore medio del carico P tra 0 e $\bar{\delta}$ e il corrispondente momento flettente, essendo $\bar{\delta}$ la freccia corrispondente all'apertura media della fessura $\bar{w}_{med} = 1.5$ mm (v. RILEM TC162 - TDF). Il calcolo del valore della resistenza equivalente a trazione per flessione f_{Ftf} si ottiene immediatamente dividendo il momento per il modulo resistente elastico della sezione.

Infine per la verifica flessionale della sezione critica di mezzeria dell'elemento, il momento resistente si deduce dal modello di Fig. 2 attraverso gli equilibri alla

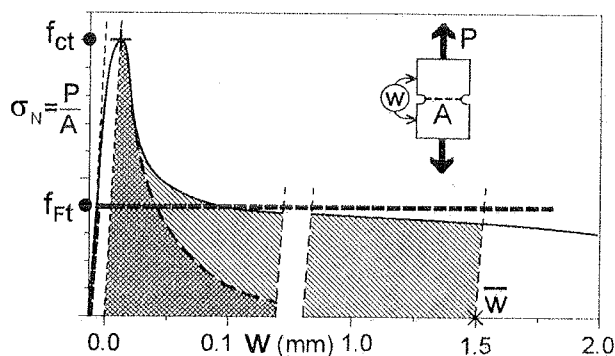


Fig. 1 - Resistenza equivalente a trazione.

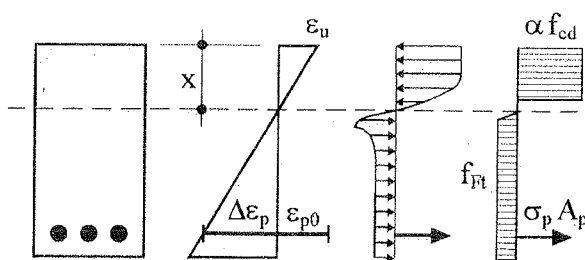


Fig. 2 - Modello di calcolo delle sezioni inflesse.

traslazione e alla rotazione. Rispetto al comune modello di calcolo delle sezioni inflesse in c.a.p., vi è l'aggiunta della tensione resistente f_{Rtd} valutata sulla base della prova di trazione diretta e distribuita nella parte tesa della sezione stessa.

I criteri progettuali del presente capitolo sono il risultato di una sintesi della bibliografia esaminata e frutto dei perfezionamenti resi possibili dalla sperimentazione descritta nel seguito. In particolare si citano un lavoro di Casanova e Rossi [31] e un recente sommario di formule progettuali proposte dalla Società Bekaert [32], dove il primo rappresenta un completo trattato che rimanda a sua volta ad un'ampia bibliografia sul tema, mentre il secondo presenta una proposta di estensione delle regole progettuali dell'Eurocodice 2 anche alle strutture in calcestruzzo fibrorinforzato.

4. QUALIFICAZIONE DEL MATERIALE

Il materiale è stato caratterizzato meccanicamente mediante prove a compressione su cubi di lato 100 mm e mediante prove di trazione diretta e flessione. Con riferimento a queste ultime, la preparazione dei campioni è da ritenersi determinante. Infatti è stato dimostrato [23, 29] che la direzione di getto può alterare l'anisotropia che caratterizza il comportamento meccanico e pertanto è essenziale gettare i campioni per la caratterizzazione con modalità il più possibile prossime a quelle di realizzazione dell'elemento. A tale scopo si sono gettate delle lastre di spessore comparabile con quello delle lastre costituenti il profilo dell'elemento e da queste, per taglio, si sono ricavati i campioni in modo da mantenere la direzione di sollecitazione normale a quella di getto (Fig. 3).

Preme qui sottolineare che la metodologia di prova è finalizzata alla caratterizzazione del materiale usato per la realizzazione dei prototipi e che pertanto i risultati riportati nel seguito si riferiscono unicamente al dosaggio di fibre uncinate di 50 Kg/m³, ad uno spessore medio di 60 mm per la trazione e di 40 e 60 mm per la flessione.

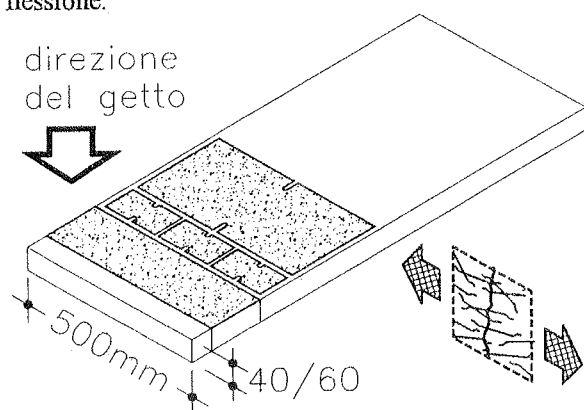


Fig. 3 - Preparazione dei provini.

4.1 Prove di trazione

Da una lastra di spessore paragonabile a quello del manufatto in prova ($t = 60$ mm), sono stati estratti provini di due dimensioni, opportunamente intagliati e strumentati come indicato in Fig. 4. Per la misura delle aperture di fessura si sono impiegati 6 trasduttori induttivi aventi una risoluzione pari a $0.05 \mu\text{m}$ e base di misura di 50 mm, pari a circa tre volte la massima dimensione dell'aggregato e superiore alla lunghezza della fibra.

Le prove sono state eseguite con la metodologia a piatti fissi per prevenire le componenti flessionali che alterano la simmetria dell'apertura della fessura (Fig. 5a). Rimane tuttavia l'effetto dovuto alla propagazione dagli intagli verso il centro del provino, tanto più sensibile quanto maggiore è la dimensione del provino stesso (Fig. 4b), il che giustifica un minor carico di picco (Fig. 5b). Al contrario l'aumento della dimensione del provino comporta un relativo aumento della resistenza residua a trazione e dell'energia dissipata oltre il picco, in quanto si riduce l'effetto di disturbo degli intagli sulla resistenza allo sfilamento delle fibre.

Al fine del calcolo della resistenza residua a trazione secondo la procedura anzi detta, come apertura di fessura w si è considerato lo spostamento medio dei 6 strumenti posti a cavallo dell'intaglio, calcolato dando un peso doppio ai valori degli strumenti centrali. La tabella di Fig. 5 mostra i valori dell'energia di frattura calcolata con riferimento al valore di apertura di fessura scelto per lo stato limite ultimo e i corrispondenti valori della resistenza a trazione residua, calcolati secondo l'equivalenza dell'energia.

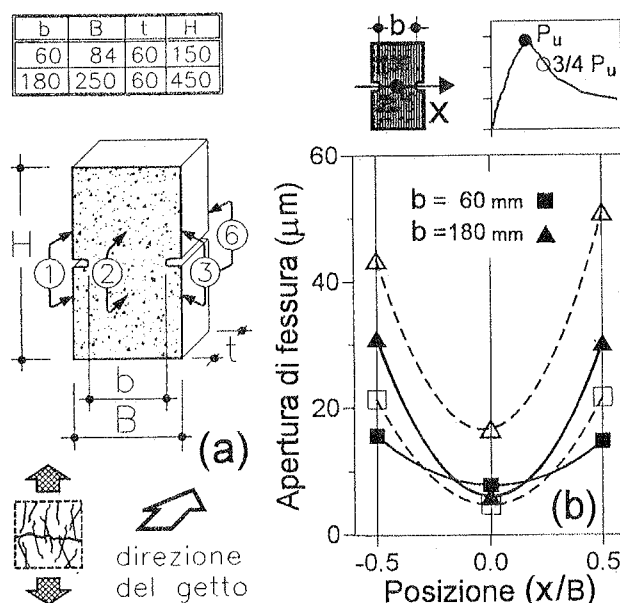
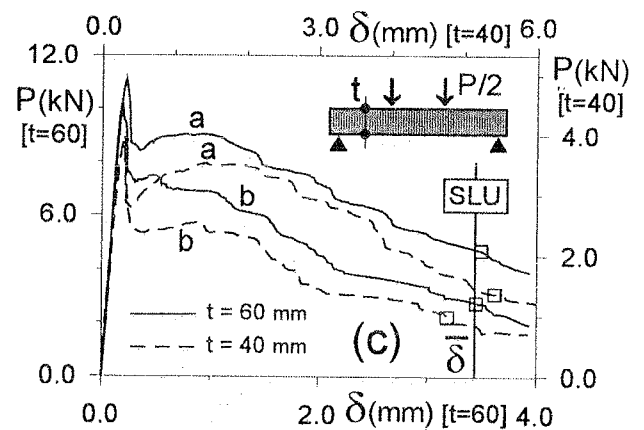
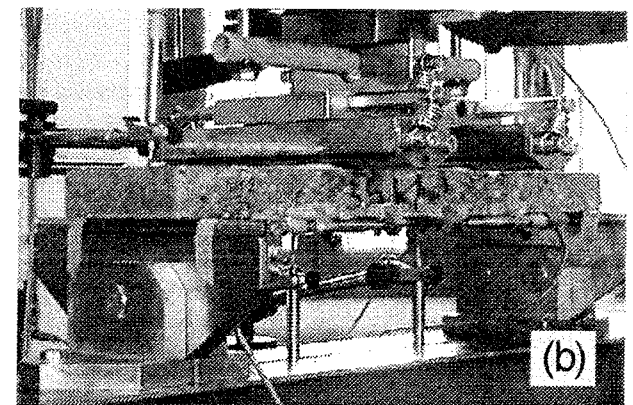
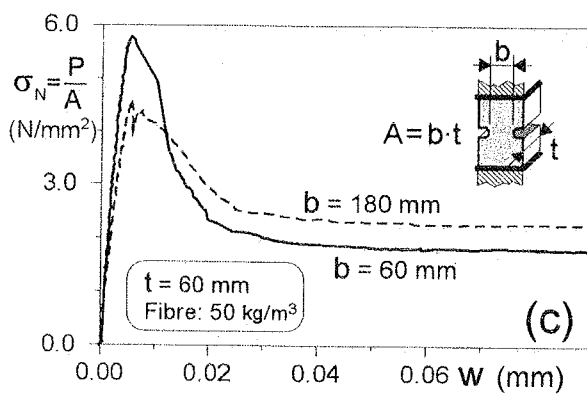
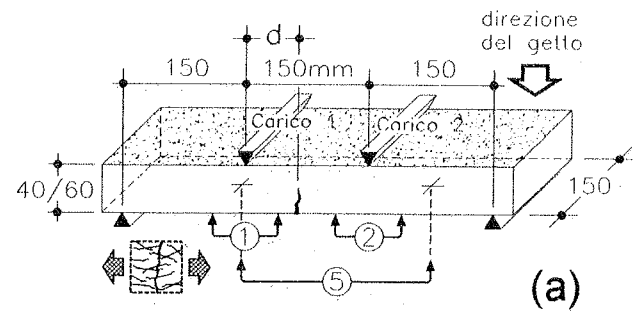
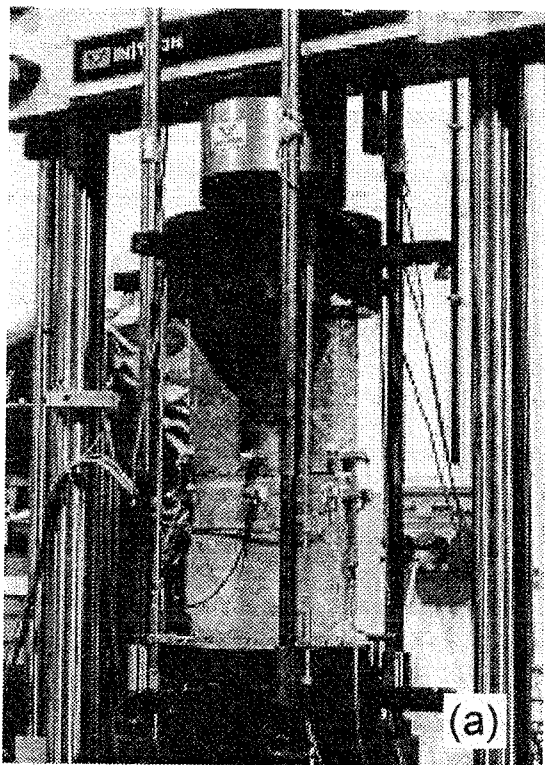


Fig. 4 - (a) Provini per prove di trazione diretta; (b) rilievo degli spostamenti lungo la sezione di intaglio.



Prova	b mm	t mm	G_f N/mm	f_{Ft} N/mm²	$f_{Ft\text{ med}}$ N/mm²
60a	60	61.5	1.92	1.19	1.16
60b	60	63.0	1.82	1.13	
180a	176	61.6	1.96	1.22	1.35
180b	177	61.0	2.34	1.47	

Prova	t mm	d mm	G_f N/mm	$\bar{\delta}$ mm	f_{Ft} N/mm²	$f_{Ft\text{ med}}$ N/mm²
60a	59.8	14	2.73	3.39	5.77	4.93
60b	59.5	142	1.99	3.45	4.08	
40a	37.0	134	2.58	5.25	5.66	4.66
40b	37.5	61	1.55	4.65	3.65	

Fig.5 – (a) Prova di trazione diretta a piattelli fissi; (b) curve tensione-apertura di fessura media, (c) valori delle energie di frattura e delle resistenze residue per lo stato limite ultimo ($\bar{w} = 1.5\text{ mm}$).

Fig.6 – (a, b) Prova di flessione su 4 punti; (c) curve carico-freccia; (d) valori delle energie di frattura e delle resistenze residue per lo stato limite ultimo ($\bar{w}_{\text{med}} = 1.5\text{ mm}$).

4.2 Prove di flessione

I valori della resistenza per flessione sono stati ottenuti da prove di flessione su quattro punti di carico in assenza di intaglio, in modo da non alterare il comportamento meccanico degli elementi in parete sottile oggetto della sperimentazione (spessore $t = 40$ e 60 mm). Per misurare l'apertura di una generica fessura, posta in una posizione a priori incognita, sono state disposte all'intradosso cinque basi di misura (Fig. 6a); si è poi provveduto alla misura degli spostamenti verticali all'intradosso in corrispondenza dei coltelli di carico, la cui media viene considerata come freccia per il calcolo delle energia dissipata. I diagrammi carico-freccia di Fig. 6c mostrano uno scarto più rilevante rispetto alle prove di trazione diretta, che può tuttavia essere giustificato anche dall'assenza dell'intaglio. Nella maggior parte dei casi la localizzazione della fessura si è verificata in prossimità dei coltelli di carico (distanza d di Figg. 6a, d).

Le prove di flessione mostrano un aumento dell'energia di frattura di circa il 20-25% rispetto alle prove di trazione diretta e valori di resistenza a trazione per flessione anche più di quattro volte superiori (tabella di Fig. 6). Il primo risultato è legato alla maggiore diffusione delle fessure nella zona a momento costante in mancanza di intaglio, mentre il secondo è dovuto all'interpretazione del momento flettente mediante una distribuzione lineare equivalente delle tensioni lungo l'altezza della sezione. Da notare però che, invece di passare attraverso la definizione della tensione equivalente per flessione f_{eff} , la verifica può più direttamente essere fatta sulla base dei momenti flettenti.

5. PROVE SU PROTOTIPI AL VERO

5.1 Prove preliminari

Le prove su prototipi al vero degli elementi di copertura oggetto di studio sono state precedute dalle seguenti prove preliminari:

- trave a I realizzata con calcestruzzo fibrorinforzato e caricata secondo lo schema di flessione a 4 punti, in modo da indagarne il comportamento a taglio (Fig. 7) con $a/h = 3$;
- prove di flessione e taglio su tre tegoli TT aventi la stessa armatura di precompressione e identica armatura trasversale di testata. I primi due elementi (Fig. 8) sono stati realizzati rispettivamente in calcestruzzo ordinario ($R_{\text{cm}} = 66 \text{ N/mm}^2$) con armatura trasversale corrente convenzionale e in calcestruzzo fibrorinforzato ad alta resistenza ($R_{\text{cm}} = 86 \text{ N/mm}^2$) senza armatura trasversale corrente. Il terzo elemento, in calcestruzzo ordinario ($R_{\text{cm}} = 70 \text{ N/mm}^2$) e senza armatura trasversale corrente, è stato utilizzato solo come riferimento per valutare l'efficacia dei meccanismi resistenti al taglio.

Su queste prove si riferirà in altra sede.

È importante sottolineare che i manufatti interessati dalle prove preliminari sono stati realizzati con il conglomerato fibrorinforzato privo di slurry e sono serviti appunto a perfezionare la tecnologia produttiva del calcestruzzo fibrorinforzato. I 4 prototipi oggetto dello studio sono stati invece realizzati con il conglomerato arricchito dalla presenza di microsilice, e questo ha consentito condizioni di omogeneità nettamente superiori.

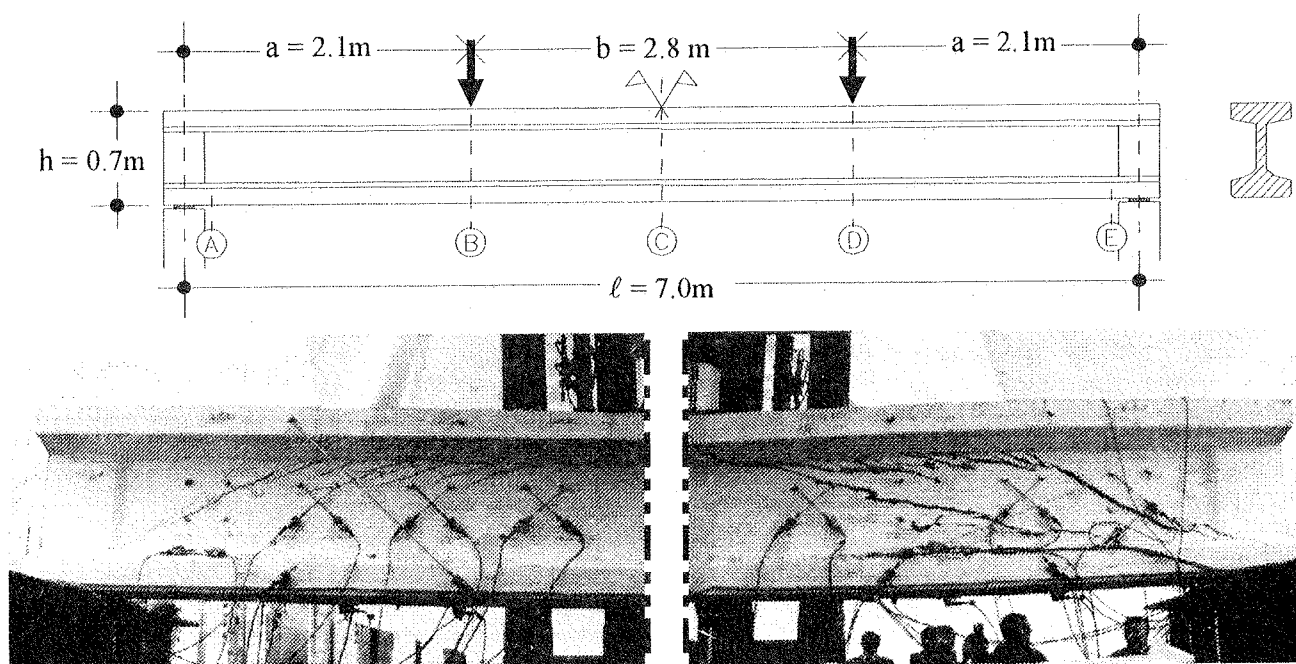


Fig. 7 - Schema statico e quadri fessurativi a collasso della trave in C.A.P. fibrorinforzato.

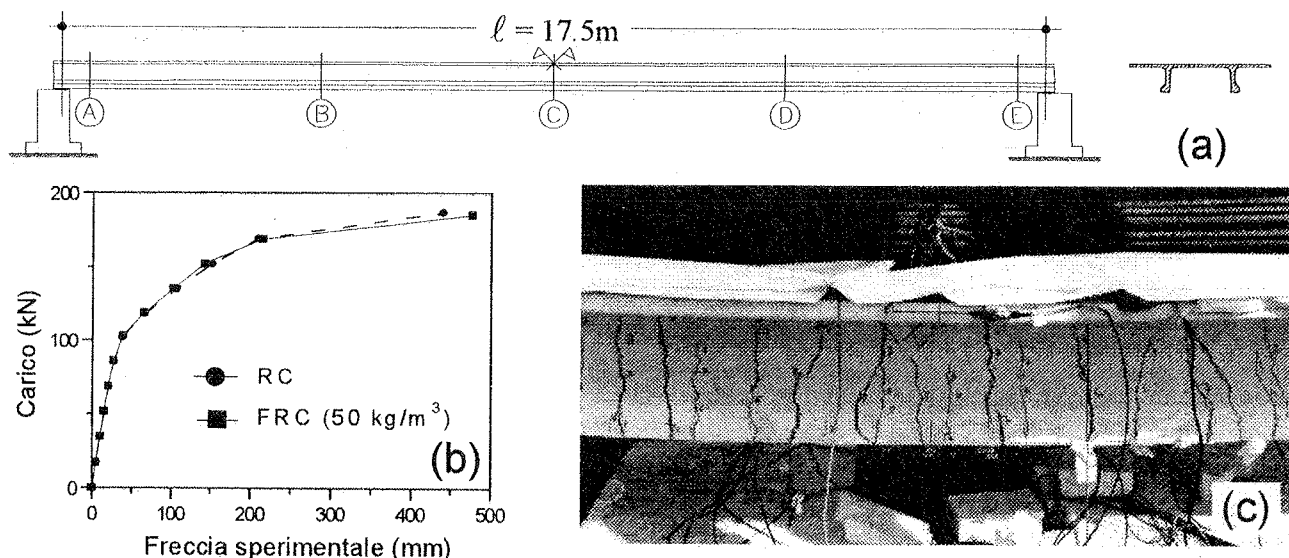


Fig. 8 - Tegolo TT in C.A.P. soggetto a flessione: (a) schema statico; (b) curve carico-freccia dei tegoli in calcestruzzo ordinario e fibrorinforzato senza armatura trasversale corrente; (c) quadro fessurativo del tegolo fibrorinforzato.

5.2 Prove sugli elementi di copertura

Sono stati strumentati e provati fino a collasso 4 prototipi al vero di elementi per copertura in parete sottile a profilo aperto aventi luce di 12.5 m (Fig. 9a). Accanto ad un tegolo tradizionale, adottato come riferimento, sono stati provati altri tre tegoli di uguale lunghezza. Due di essi risultavano caratterizzati dal medesimo contenuto di fibre (50 kg/m^3), ma da spessori lievemente diversi (Tab. 1). Un terzo elemento è stato invece realizzato con gli spessori minimi e un ridotto contenuto di fibre (35 kg/m^3). Quest'ultimo manufatto è collassato per preventivo cedimento della soletta orizzontale, gli altri per cedimento flessionale di una sezione centrale. Va tuttavia osservato che la modalità di applicazione dei carichi, mediante fasci di barre d'acciaio (Fig. 9b), produce effetti locali trasversali che non si riscontrano nelle reali condizioni di utilizzo e che possono risultare critici.

La Fig. 9b mostra anche la sezione dei prototipi sperimentati, che risultano armati con 6+6 trefoli da 0.5" di acciaio con $f_{ptm} = 1970\text{ N/mm}^2$ e con $f_{p(1)m} = 1780\text{ N/mm}^2$.

Facendo uso di un sistema di acquisizione completamente automatico, capace di registrare le misure fornite da 64 trasduttori potenziometrici di spo-

stamento, è stato possibile indagare il comportamento flessionale complessivo, le deformazioni longitudinali del cono di mezzera e il comportamento deformativo tridimensionale delle testate d'appoggio.

La Fig. 10a mostra una fase di carico di un prototipo, mentre la Fig. 10b mostra il collasso avvenuto con armatura snervata e deformazione massima al lembo compresso minore del valore ultimo (ϵ_{cu}). Dell'ampia gamma dei risultati viene in questa sede fornito soltanto il diagramma sintetico di Fig. 9c che sovrappone le diverse curve carico-freccia rilevate. Si nota il sistematico contributo della fibra metallica che produce un sensibile aumento della rigidità nella fase fessurata, nonché un aumento della resistenza flessionale ultima. Pur tenendo conto della diversa resistenza a compressione del calcestruzzo, quest'ultimo contributo può essere quantificato, per questa geometria e per questa percentuale di armatura, in circa il 15%, come risulta dal calcolo svolto sulla base dei criteri esposti al punto 2.1. E' opportuno sottolineare che il calcolo teorico non considera l'effetto di irrigidimento prodotto dall'armatura nei conci fessurati (tension stiffening), sebbene consideri l'effetto della trazione residua oltre il picco avvalendosi del modello elastoplastico precedentemente descritto per il calcestruzzo fibrorinforzato. Per il calcestruzzo compresso si è considerato il modello di Saenz.

6. CONCLUSIONI

L'ampia indagine condotta consente di considerare l'uso strutturale del calcestruzzo rinforzato con fibre metalliche una prospettiva molto interessante di sviluppo dell'attuale concezione progettuale, non contemplata dalle vigenti norme tecniche nazionali.

Elemento di copertura	Dosaggio fibre (kg/m^3)	Rcm (N/mm^2)	spessori (mm)
RC-0	0	86	55-77
FRC-50a	50	108	54-69
FRC-50b	50	114	65-91
FRC-35	35	116	48-67

Tabella 1 - Caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi di copertura provati.

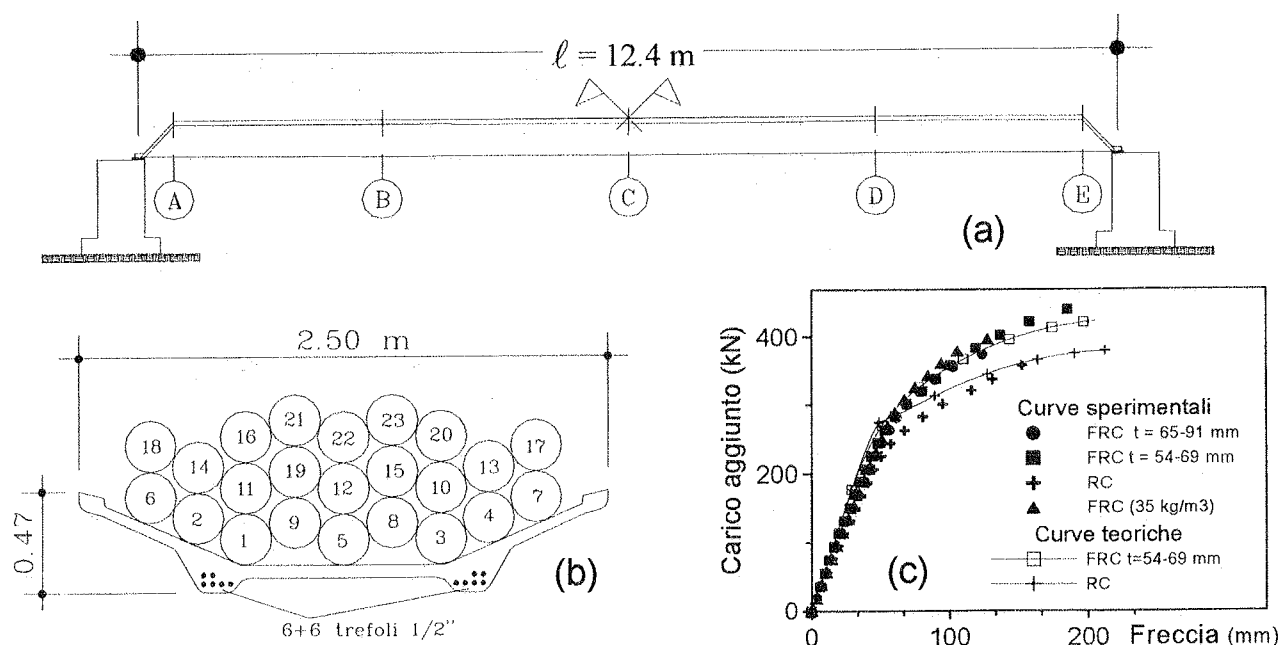


Fig. 9 - Prototipo fibroarmato in parete sottile: (a) schema statico; (b) posizione dei fasci d'acciaio al collasso; (c) curve carico freccia teoriche e sperimentali

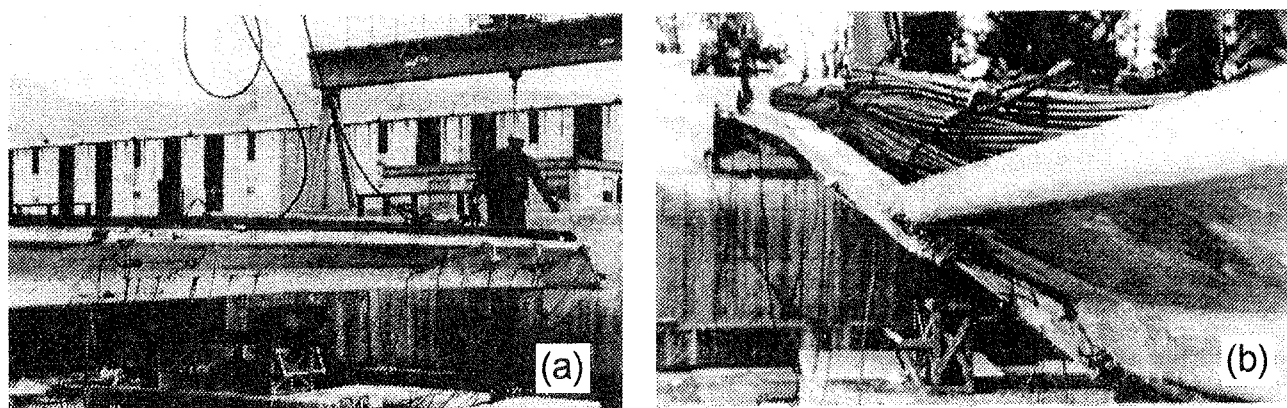


Fig. 10 - (a) Vista longitudinale del prototipo fibroarmato; (b) collasso della sezione di mezzeria.

L'indagine teorico-sperimentale presentata, svolta secondo l'approccio metodologico proposto nelle recenti istruzioni CNR ([33] Cap. 5 - Parte III e Par. 3.2 - Parte I), ha richiesto la messa a punto di nuove tecniche realizzative e la riprogettazione di alcuni particolari costruttivi. Lo sviluppo di appositi metodi di calcolo ha consentito di prendere in considerazione in maniera affidabile la significativa resistenza a trazione residua del calcestruzzo fessurato in presenza di fibre, resistenza assente nel calcestruzzo ordinario.

Le indagini sperimentali condotte su elementi di copertura al vero hanno mostrato una sicurezza verificata ai dovuti livelli di affidabilità ed un significativo miglioramento delle prestazioni funzionali e della durabilità rispetto a quelle riscontrabili nelle soluzioni tradizionali. Appaiono pertanto promettenti i

risultati dell'ottimizzazione del materiale e dei fattori che ne governano il comportamento reologico e meccanico, ottenuti nell'intento di progettare nuove forme degli elementi strutturali non vincolate dalla disposizione di una armatura trasversale tradizionale. Tali possibilità suggeriscono una interessante e vantaggiosa applicazione di questa tecnologia alla produzione industriale di elementi di serie.

RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è stato finanziato dalla società Larco Astori e dal Fondo MURST 40% '97. Si ringraziano gli Ingg. A. e C. Calanchi, F. Caridi, P. Casapieri, F. Iorio, G. Lanuti e D. Riboni per il contributo fornito nell'ambito dei rispettivi lavori di tesi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI Committee 544 - 1988, Design considerations for steel fiber reinforced concrete, ACI Materials Journal, Sept.-Oct.
- [2] E.K. Schrader - 1984, Design methods for pavements with special concretes, ACI SP-81.
- [3] M.A. Ghalib - 1980, Moment capacities of steel fiber reinforced small concrete slabs, ACI Journal Proceedings 77 (4).
- [4] R.G. Craig, S. Mahadev, C.C. Patel, M. Viteri, C. Kertesz - 1984, Behaviour of joints using reinforced fibrous concrete, ACI SP-81.
- [5] D.R. Morgan - 1983, Steel fibre concrete for bridge rehabilitation - a review, Annual conference of Roads and transportation Ass. of Canada.
- [6] T.Y. Lim, P. Paramasivam, S.L. Lee - 1987, Shear and moment capacity of steel fibre reinforced beams, Magazine of Concrete Research 39 (140).
- [7] T.Y. Lim, P. Paramasivam, S.L. Lee - 1987, Bending behaviour of steel fibre reinforced beams, ACI Structural Journal, Nov.-Dec.
- [8] R.L. Jindal - 1984, Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams, ACI SP-81.
- [9] CUR Recommendation n.10 - 1990, The design, calculation and construction of steel fibre reinforced concrete industrial floors, CUR Foundation, The Netherlands.
- [10] H. Falkner, V. Henke - 1998, Steel fibre concrete for underwater concrete slabs, distributed in the TC-TDF Rilem Commission.
- [11] H. Falkner, Z. Huang, M. Teutsch - 1995, Comparative study of plain and steel fibre reinforced concrete ground slabs, Concrete International, Jan.
- [12] American Concrete Institute - 1984, Fiber reinforced concrete properties and applications, ACI SP81.
- [13] Concrete Library of JSCE n.3/84 - 1984, Part III-2 Method of tests for steel fibre reinforced concrete, The Japan Society of Civil Engineers - JSCE.
- [14] American Concrete Institute - 1985, Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fibre reinforced concrete, C1018.
- [15] CNR Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) DT6/91 - 1994, Comportamento di strutture in conglomerato cementizio fibrorinforzato, N.166.
- [16] S.P. Shah, G.B. Batson, Editors - 1987, Fiber reinforced concrete properties and applications, ACI SP-105.
- [17] D.A. Fanella, A.E. Naaman - 1985, Stress-strain properties of fiber reinforced concrete in compression, ACI Journal Proceedings, 82 (4).
- [18] Y. Wang, V.C. Li, S. Backer - 1990, Experimental determination of tensile behavior of fiber reinforced concrete, ACI Materials Journal, 87 (5).
- [19] M. Valle, O. Büyüköztürk - 1993, Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear, ACI Materials Journal, 90 (2).
- [20] S.A. Ashour, F.F. Waifa - 1992, Mechanical properties of high-strength fiber reinforced concrete, ACI Structural Journal, Sept.-Oct.
- [21] P. Rossi, N. Harrouche - 1990, Mix design and mechanical behaviour of some SFRCs used in reinforced structures, Materials and Structures, 23.
- [22] A.R. Khaloo, N. Kim - 1997, Influence of concrete and fiber characteristics on behavior of steel fiber reinforced concrete under direct shear, ACI Materials Journal, Nov.-Dec.
- [23] M. di Prisco, R. Felicetti - 1998, On fatigue of plain and fiber reinforced concrete ground slabs, Dep. of Structural Engineering, TR3/98.
- [24] M. di Prisco, C. di Prisco, R. Felicetti, G. Lilliu - 1996, Piastre di pavimentazione fibroarmate: alcuni risultati sperimentali per la valutazione della duttilità, Atti Congresso CTE, Napoli.
- [25] ACI Committee 544 - 1993, Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing SFRC, ACI SP.
- [26] C. Failla, S. Tavano, 1998, Impiego di fumi di silice predispersi in acqua (slurry) per la produzione di malte e calcestruzzi ad alte prestazioni e ad alte resistenze, Atti Congresso CTE, Padova.
- [27] K. Kosa, A.E. Naaman - 1990, Corrosion of steel fibre reinforced concrete, ACI Mat. J., Jan.-Feb.
- [28] M. di Prisco, J. Romero - 1996, Diagonal Shear in Thin-Webbed Reinforced-Concrete Beams: Fiber and Stirrup Roles at Shear Collapse, Magazine of Concrete Research, 48(174).
- [29] M. di Prisco, R. Felicetti - 1999, HSC thin web roof elements: an experimental investigation on steel fibre benefits, Proc. 5th Int. Symp. on Utilization of HS/HPC, Sandefjord (Norway).
- [30] H.S. Armelin, N. Banthia - 1997, Predicting the flexural postcracking performance of steel reinforced concrete from the pullout of single fibers, ACI Materials Journal, Jan-Feb.
- [31] P. Casanova, P. Rossi - 1997, Analysis and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, ACI Structural J., 94(5), 595-602.
- [32] Bekaert Committee - 1995, DRAMIX Guideline - Design of concrete structures with or without ordinary reinforcement, Infrastructur in het Leefmilieu n.4, The Netherlands.
- [33] CNR 10025/98: Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo.

UNA PARTICOLARE TIPOLOGIA DI STRUTTURE COMPOSTE PRESOLLECITATE

Antonello GASPERI

Ingegnere Civile
MODENA

SOMMARIO

Nella memoria si illustra una particolare tipologia di strutture composte presollecitate. Le strutture composte presollecitate appartenenti alla suddetta tipologia, che di seguito sono chiamate con l'acronimo SCSSP, sono caratterizzate dal fatto che ciascuna di esse comprende una struttura primaria ed uno o più sistemi strutturali presollecitanti. Ciascun sistema strutturale presollecitante comprende un puntone ed un tirante avente le estremità ancorate alle estremità del puntone. Ciascun sistema strutturale presollecitante, in conseguenza della tesatura del tirante, inflette la struttura primaria inducendo in essa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile.

SUMMARY

In this paper a particular typology of composite prestressed structures is illustrated. The composite prestressed structures belonging to above mentioned typology, hereafter named with the acronym SCSSP, are characterised by the fact that each of them comprises a primary structure and one or more prestressing structural systems. Each prestressing structural system comprises a strut and a tendon having the edges anchored at the ends of the strut. Each prestressing structural system, in consequence of the tensioning of the tendon, produces in the primary structure bending moments and shear forces and produces in the primary structure itself a normal force whose value is substantially negligible.

1. PREMESSA

Nella memoria si illustra una particolare tipologia di strutture composte presollecitate. Le strutture composte presollecitate appartenenti alla suddetta tipologia sono caratterizzate dal fatto che ciascuna di esse comprende una struttura primaria ed uno o più sistemi strutturali presollecitanti, posti a contatto con la struttura primaria, i quali interagiscono con la struttura primaria stessa così come è più oltre descritto. Le suddette strutture, che di seguito sono chiamate con l'acronimo SCSSP, costituiscono una proposta che si ritiene originale. Le SCSSP possono essere utilizzate, come travi, nella realizzazione (ad esempio) di coperture e di impalcati in genere.

In una SCSSP la struttura primaria comprende una trave, elementi di contrasto di estremità, elementi di contrasto intermedi ed elementi di ritegno; tutti i suddetti elementi sono resi solidali alla trave.

Ciascun sistema strutturale presollecitante comprende un puntone, a sviluppo longitudinale, ed un tirante, a sviluppo longitudinale, avente le estremità ancorate alle estremità del puntone. Ciascun sistema strutturale presollecitante applica alla struttura primaria forze dovute (principalmente) alla tesatura del tirante, effettuata durante la realizzazione della SCSSP, ed ai carichi applicati alla SCSSP stessa; in particolare

ciascun sistema strutturale presollecitante, per effetto della suddetta tesatura, applica alla struttura primaria un sistema di forze di presollecitazione il quale inflette la struttura primaria inducendo in essa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; il suddetto sistema di forze di presollecitazione, provoca nella struttura primaria un'inflessione avente verso opposto a quello dell'inflessione provocata nella struttura primaria stessa dai carichi applicati alla SCSSP.

Riferendosi alla struttura primaria si ha che essa è, per così dire, soggetta a "presollecitazione flessionale".

Si precisa che la "presollecitazione flessionale", così come descritta nella presente memoria, differisce nettamente dalla precompressione in quanto ciascun sistema strutturale presollecitante induce nella struttura primaria momenti flettenti e sforzi taglienti, senza indurre nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore apprezzabile.

Nella memoria si prendono in esame SCSSP nelle quali la struttura primaria (o meglio, la trave compresa nella struttura primaria) è di cemento armato precompresso ed è ad asse rettilineo ed orizzontale; si suppone inoltre che ciascuna SCSSP comprenda (tranne che nel caso della SCSSP illustrata al paragrafo 5), oltre alla struttura primaria, un solo sistema strutturale presollecitante.

2. UNA TIPICA SCSSP

In figura 1, a titolo di esempio, è illustrata la SCSSP (1), semplicemente appoggiata in corrispondenza di un vincolo esterno (2), schematizzabile con una cerniera, e di un vincolo esterno (3), schematizzabile con un carrello. La SCSSP (1), che è descritta quando essa è in esercizio, è soggetta ad un carico q verticale uniformemente distribuito e comprende una struttura primaria (4) ed un sistema strutturale presollecitante (5) il quale è posto a contatto con la struttura primaria stessa.

La struttura primaria comprende una trave (4a) di cemento armato precompresso, due elementi di contrasto di estremità (4b), due elementi di contrasto intermedi (4c) e cinque elementi di ritegno (4d); tutti i suddetti elementi sono di acciaio e sono resi solidali alla trave (4a). La trave (4a) è a sezione cava aperta. La struttura primaria è a contatto con tutti i vincoli esterni (e cioè i vincoli esterni (2) e (3)) che vincolano la SCSSP (1). Alla struttura primaria appartengono i punti di applicazione dei carichi gravanti sulla SCSSP (1) (tali carichi costituiscono il suddetto carico q uniformemente distribuito).

Il sistema strutturale presollecitante (5) comprende un puntone (5a), a sviluppo longitudinale, ed un tirante (5b), a sviluppo longitudinale, avente le estremità ancorate alle estremità del puntone (5a). Il puntone è costituito da un elemento strutturale di acciaio, con sezione "a cassone"; il tirante è costituito da un insieme di trefoli di acciaio ad alta resistenza. Il sistema strutturale presollecitante è a contatto unicamente con la struttura primaria; in particolare si ha che il puntone e la struttura primaria sono a contatto in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità e degli elementi di ritegno, e si ha che il tirante e la struttura primaria sono a contatto in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi. Il tracciato del tirante è deviato dagli elementi di contrasto intermedi.

Gli elementi di ritegno permettono (oltre a rotazioni relative) unicamente gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura primaria ed il puntone. In corrispondenza dell'elemento di contrasto di estremità prossimo al vincolo esterno (3) sono permessi (oltre a rotazioni relative) unicamente gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura primaria ed il puntone; in corrispondenza dell'elemento di contrasto di estremità prossimo al vincolo esterno (2) non sono permessi spostamenti relativi fra il puntone e la struttura primaria. Si fa notare che il puntone è presidiato nei confronti dei fenomeni di instabilità dalla struttura primaria tramite gli elementi di ritegno e tramite gli elementi di contrasto di estremità.

In corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, degli elementi di contrasto intermedi (ed anche in corrispondenza degli elementi di ritegno) il

sistema strutturale presollecitante applica alla struttura primaria forze che (così come è stato già scritto nella Premessa) sono dovute alla tesatura del tirante, effettuata durante la realizzazione della SCSSP (1), ed al carico q applicato alla SCSSP (1); in particolare il sistema strutturale presollecitante, in conseguenza della tesatura del tirante, applica alla struttura primaria un sistema di forze di presollecitazione il quale inflette verso l'alto la struttura primaria inducendo in essa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; tale sforzo normale è dovuto alle forze di attrito e, nella parte centrale della struttura primaria (compresa fra i due elementi di contrasto intermedi), è dovuto anche alla componente orizzontale delle forze applicate dal tirante alla struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi.

Il sistema di forze di presollecitazione comprende forze sostanzialmente verticali dirette verso l'alto, applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi, forze (pressoché) verticali dirette verso il basso, applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, ed anche forze, aventi intensità molto minore di quella delle altre forze sopra menzionate, applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria in corrispondenza degli elementi di ritegno.

Si fa presente che in una SCSSP le forze di attrito che si manifestano in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di ritegno possono influenzare, anche in modo non trascurabile, gli stati di sollecitazione sia della struttura primaria che del sistema strutturale presollecitante.

Si sottolinea che la trave (4a) è realizzata in cemento armato precompresso; si ha dunque che essa, oltre ad essere soggetta alle forze relative alla "presollecitazione flessionale", è di per sé precompressa secondo le tecniche tradizionali, ad esempio utilizzando trefoli pre-tesi.

3. IL PROCEDIMENTO COSTRUTTIVO

Il procedimento costruttivo per la realizzazione della SCSSP (1) comprende la prima e la seconda fase di seguito illustrate.

— Prima fase —

Si realizzano la struttura primaria (4) ed il sistema strutturale presollecitante (5). Il sistema strutturale presollecitante (originariamente smontato in parti) viene posto nella prefissata posizione, a contatto con la struttura primaria. Si fa presente che, successivamente, in corrispondenza di un punto (e più precisamente in corrispondenza dell'elemento di contrasto di estremità

prossimo al vincolo esterno (2)), vengono bloccati gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante. Al termine della prima fase del procedimento costruttivo il sistema strutturale presollecitante è a contatto con la struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di ritegno.

— Seconda fase —

Si effettua la tesatura del tirante (5b) tramite un martinetto idraulico che fa contrasto con il puntone (5a); il tirante viene poi ancorato alle estremità del puntone. Durante la tesatura del tirante, il tirante stesso, soggetto ad uno sforzo normale di trazione, si allunga (sostanzialmente) libero di scorrere per tutta la sua lunghezza, ed il puntone, sollecitato a compressione, si accorcia scorrendo (a meno della sua estremità prossima al vincolo esterno (2)) liberamente (o meglio, sostanzialmente liberamente, in quanto sono presenti forze di attrito) in direzione longitudinale rispetto alla struttura primaria. Il sistema strutturale presollecitante, in seguito alla tesatura del tirante, fa contrasto con la struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di contrasto di estremità ed inflette così verso l'alto la struttura primaria, inducendo nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; si precisa che non vengono considerate, per semplicità di esposizione, le forze di limitata intensità applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria in corrispondenza degli elementi di ritegno. Al termine della seconda fase del procedimento costruttivo le estremità del tirante risultano definitivamente ancorate alle estremità del puntone. Si sottolinea che le estremità del tirante sono ancorate alle estremità del puntone (e non alla struttura primaria) così che il puntone (e non la struttura primaria) risulta sollecitato a compressione. Il procedimento costruttivo per la realizzazione della SCSSP (1) termina con l'ultimazione della seconda fase.

La SCSSP (1), poi, viene messa in esercizio e ad essa viene applicato il carico q . Si fa notare che, in esercizio, fra il sistema strutturale presollecitante e la struttura primaria restano permessi tutti gli spostamenti relativi che sono permessi durante la seconda fase del procedimento costruttivo; si ha inoltre che, per effetto del carico q , nel puntone aumenta lo sforzo normale di compressione e nel tirante aumenta lo sforzo normale di trazione.

In generale, riferendosi al procedimento costruttivo, si fa presente che alla seconda fase può talvolta seguire una terza fase nella quale vengono permanentemente bloccati spostamenti relativi longitudinali, permessi nella seconda fase del procedimento costruttivo, fra il sistema strutturale presollecitante e la struttura primaria. Nella terza fase del procedimento costruttivo, ad esempio, in corrispondenza degli elementi di contrasto

intermedi ed anche in corrispondenza degli elementi di ritegno, si può effettuare il bloccaggio degli spostamenti relativi longitudinali fra il sistema strutturale presollecitante e la struttura primaria. L'eventuale terza fase del procedimento costruttivo viene ultimata (ovviamente) prima che la SCSSP sia messa in esercizio. Si fa presente che, nel caso in cui si attui la terza fase del procedimento costruttivo, il sistema strutturale presollecitante, per effetto dei carichi applicati alla SCSSP dopo il termine della suddetta terza fase, può indurre (fra l'altro) nella struttura primaria uno sforzo normale di qualche entità (tale sforzo normale è comunque da ritenersi non rilevante).

4. ALCUNE CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Nella figura 2 sono illustrate le forze applicate alla struttura primaria (4) ed al sistema strutturale presollecitante (5) dovute alla tesatura del tirante (5b).

Nella figura 3 sono illustrate le forze applicate alla struttura primaria (4) ed al sistema strutturale presollecitante (5) quando la SCSSP è in esercizio. Si precisa che nelle figure 2 e 3, per semplicità di rappresentazione, la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante sono stati indicati separatamente l'una dall'altro; inoltre si sono considerate trascurabili le forze di attrito e non sono stati indicati i carichi dovuti al peso proprio della struttura primaria e del sistema strutturale presollecitante; per semplicità di rappresentazione, infine, non si sono indicate le forze applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria (e le forze applicate dalla struttura primaria al sistema strutturale presollecitante) in corrispondenza degli elementi di ritegno; tali forze infatti, così come si è prima scritto, hanno intensità molto inferiore a quella delle altre forze indicate nelle figure 2 e 3.

Tenendo presente le figure 2 e 3 e quanto è stato sopra scritto si osserva che:

- il sistema di forze di presollecitazione (illustrato nella figura 2a) inflette la struttura primaria inducendo in essa uno sforzo normale che è di valore sostanzialmente trascurabile (se paragonato alle altre sollecitazioni presenti nella struttura primaria stessa);
- lo sforzo normale nella struttura primaria, conseguente all'applicazione del carico q alla SCSSP (1), è, anche esso, di valore sostanzialmente trascurabile (si ricorda che, in generale, tale affermazione è vera nel caso in cui non si sia attuata la terza fase del procedimento costruttivo);
- in conseguenza della tesatura del tirante il sistema strutturale presollecitante applica alla struttura primaria forze che inducono nella struttura

primaria stessa momenti flettenti e sforzi di taglio aventi segno opposto a quello dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio indotti nella struttura primaria dal carico q ;

- in conseguenza della tesatura del tirante la struttura primaria applica al sistema strutturale presollecitante forze che inducono nel sistema strutturale presollecitante medesimo sforzi normali aventi lo stesso segno degli sforzi normali indotti nel sistema strutturale presollecitante dal carico q .

Nella realizzazione di una SCSSP, in generale, si ha che una parte dei carichi permanenti previsti può essere applicata alla SCSSP stessa durante lo svolgimento del procedimento costruttivo; si ha inoltre che, durante la seconda fase del procedimento costruttivo, è possibile effettuare la tesatura del tirante per incrementi successivi.

Facendo riferimento alle SCSSP prefabbricate si precisa che in molti casi la seconda fase del procedimento può essere effettuata in opera, quando alle SCSSP stesse sono stati applicati, almeno in parte, i carichi permanenti.

In un sistema strutturale presollecitante il tirante ed il puntone, di regola, sono realizzati con materiali aventi resistenza superiore a quella del materiale con cui è realizzata la struttura primaria (e, più precisamente, la trave facente parte della struttura primaria). Si fa notare che, in alcuni casi, la scelta dei materiali per la realizzazione del sistema strutturale presollecitante può essere effettuata con l'obiettivo primario di utilizzare materiali aventi il valore del rapporto costo/resistenza minore del valore del rapporto costo/resistenza relativo al materiale con cui è realizzata la struttura primaria.

In un sistema strutturale presollecitante, in generale, si ha che il puntone comprende uno o più elementi strutturali, ad andamento longitudinale, quali profilati, barre, elementi composti in lamiera saldata, elementi tubolari che possono anche essere riempiti (ad esempio) con calcestruzzo. Si fa presente che il puntone può essere realizzato in calcestruzzo ad alta resistenza opportunamente armato.

In un sistema strutturale presollecitante il tirante comprende uno o più elementi strutturali, ad andamento longitudinale, quali trefoli, barre; tali elementi, in generale, possono essere realizzati in acciaio o anche utilizzando altri idonei materiali quali materiali sintetici o materiali compositi.

In una SCSSP, considerate le dimensioni della sezione trasversale del puntone e le caratteristiche meccaniche del materiale con cui il puntone è realizzato, si ha che gli elementi di ritegno sono posti, l'uno dall'altro, a distanza tale per cui il loro numero risulta comunque limitato.

Una SCSSP può essere esternamente vincolata in modo isostatico (così come le SCSSP illustrate nella presente memoria) o può essere esternamente vincolata

in modo iperstatico (le SCSSP esternamente vincolate in modo iperstatico saranno illustrate dall'autore della presente memoria in una nota successiva), così come nel caso di una SCSSP che comprende una struttura primaria, avente lo schema statico di trave continua a più campate, e sistemi strutturali presollecitanti posti a contatto con la struttura primaria in corrispondenza delle varie campate sopra menzionate.

5. UN ALTRO ESEMPIO DI SCSSP

La SCSSP (6), illustrata in figura 4, è semplicemente appoggiata alle estremità ed è soggetta a carichi Q concentrati verticali. La SCSSP (6) comprende una struttura primaria (7) e due sistemi strutturali presollecitanti (8). La struttura primaria comprende una trave (7a) di cemento armato precompresso (dotata di cinque setti intermedi e di due setti di estremità), quattro elementi di contrasto di estremità (7b), dieci elementi di contrasto intermedi (7c) e dieci elementi di ritegno (7d); tutti i suddetti elementi sono metallici e sono resi solidali alla trave stessa. La trave (7a) è a sezione chiusa, così che resta individuato uno spazio interno alla trave medesima. Ciascuno dei due sistemi strutturali presollecitanti (8) comprende un puntone (8a) ed un tirante (8b) avente le estremità ancorate alle estremità del puntone stesso. I due sistemi strutturali presollecitanti sono posizionati nel suddetto spazio presente all'interno della trave. Ciascuno dei due sistemi strutturali presollecitanti è a contatto unicamente con la struttura primaria; più precisamente ciascun sistema strutturale presollecitante è a contatto con la struttura primaria in corrispondenza di due elementi di contrasto di estremità, di cinque elementi di contrasto intermedi e di cinque elementi di ritegno. Ciascuno dei due sistemi strutturali presollecitanti, in corrispondenza dei relativi elementi di contrasto intermedi, dei relativi elementi di contrasto di estremità (ed anche dei relativi elementi di ritegno), applica alla struttura primaria forze pressoché verticali; tali forze sono principalmente dovute alla tesatura del tirante, effettuata durante la realizzazione della SCSSP (6), ed ai carichi Q applicati alla SCSSP (6) stessa.

6. ALCUNE CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE DELLE SCSSP

Nel presente paragrafo si riportano alcune considerazioni riguardanti le caratteristiche delle SCSSP, effettuando talvolta raffronti con le travi tradizionali. Si fa presente che, al fine di confrontare in modo omogeneo una SCSSP con una trave tradizionale, di seguito, talvolta, si fa riferimento ad una trave tradizionale "equivalente", intesa come una trave

tradizionale che ha la stessa capacità portante e le stesse dimensioni di ingombro della SCSSP e che è realizzata con lo stesso materiale utilizzato per la realizzazione della struttura primaria (o meglio, per la realizzazione della trave compresa nella struttura primaria).

Adottando le SCSSP è possibile realizzare maglie strutturali di notevole dimensioni. In generale, si ha che, utilizzando, come travi principali, le SCSSP al posto di travi tradizionali, è possibile, a parità di luce, incrementare anche in maniera significativa l'interasse fra le travi principali stesse (così come è scritto al paragrafo 7). Le SCSSP possono essere utilizzate anche nel caso di impalcati soggetti a carichi di notevole entità; si precisa che una SCSSP può essere dotata anche di notevole resistenza agli sforzi taglienti, considerato il fatto che solitamente risulta significativo il contributo dovuto alla inclinazione del tirante (appartenente al sistema strutturale presollecitante).

Prendendo in esame una SCSSP ed una trave tradizionale "equivalente" si ha, di regola, che la SCSSP risulta più leggera della suddetta trave tradizionale. A tal proposito si fa notare che il sistema strutturale presollecitante, il quale contribuisce significativamente alla formazione della capacità portante della SCSSP, è realizzato con materiali ad alta resistenza, ed ha un peso limitato. E' evidente che la riduzione dei pesi propri ottenuta con le SCSSP comporta vantaggi (anche economici) per gli elementi strutturali verticali (pilastri) che sostengono le SCSSP stesse e per le fondazioni. I vantaggi derivanti dalla riduzione dei pesi propri sono particolarmente significativi per strutture di grande luce e per strutture poste in zone sismiche.

Utilizzando le SCSSP è possibile estendere il campo di applicazione delle travi in cemento armato precompresso; ciò è dovuto alla possibilità di utilizzare una trave tradizionale di cemento armato precompresso prevedendola come trave compresa nella struttura primaria di una SCSSP, prevedendola dunque in associazione ad un sistema strutturale presollecitante; inoltre, facendo riferimento a SCSSP prefabbricate, si ha che, considerato il minor peso di una SCSSP rispetto ad una trave tradizionale "equivalente", risulta incrementato, per la SCSSP stessa, il valore della lunghezza massima trasportabile (così come è indicato al paragrafo 7).

Le SCSSP possono ritenersi strutture sostanzialmente ottimizzate. Si ha infatti, in generale, che il sistema strutturale presollecitante è realizzato con limitate quantità di materiali "pregiati" le cui caratteristiche di resistenza vengono interamente sfruttate, e si ha che la struttura primaria, che sostanzialmente determina il comportamento deformativo della SCSSP, è realizzata con quantità maggiori di materiali meno pregiati (e quindi meno costosi) le cui caratteristiche vengono, anche esse, ben utilizzate; la struttura primaria, infatti, oltre a

determinare il comportamento deformativo della SCSSP, fornisce un significativo contributo alla formazione della capacità portante della SCSSP; si ha, inoltre, che la struttura primaria presidia il puntone nei confronti dei fenomeni di instabilità.

In riferimento alla ottimizzazione delle SCSSP si evidenzia che nel sistema strutturale presollecitante i materiali utilizzati per la realizzazione del puntone e del tirante risultano (di norma) interamente sfruttati; a tal proposito si fa presente che ciascuno dei due elementi strutturali suddetti è sollecitato (prevalentemente nel caso del puntone) a sforzo normale che risulta (di solito) poco variabile sulla lunghezza dell'elemento strutturale stesso; si fa presente, poi, che i materiali ad alte prestazioni utilizzabili per la realizzazione dei sistemi strutturali presollecitanti hanno (normalmente) un basso valore del rapporto costo/prestazione. Si evidenzia infine, che i momenti flettenti e gli sforzi taglienti indotti nella struttura primaria dal sistema strutturale presollecitante sono commisurati (fra l'altro) ai valori della distanza fra il tirante ed il puntone, così che, considerati i valori effettivamente adottabili della distanza fra puntone e tirante, si ha che risulta notevole l'efficacia del sistema strutturale presollecitante sia per quanto concerne le sollecitazioni flessionali, sia per quanto concerne le sollecitazioni taglienti indotte nella struttura primaria.

In una SCSSP, solitamente, la struttura primaria, in esercizio, è soggetta a stati tensionali di valore limitato. Si fa presente che, quando la trave compresa nella struttura primaria è realizzata in cemento armato precompresso, è generalmente agevole ottenere che, in esercizio, le sezioni della trave soggette per effetto dei carichi alle maggiori sollecitazioni flessionali risultino interamente compresse. Il contenimento dei valori delle tensioni presenti, in esercizio, nella struttura primaria contribuisce a rendere durevole la struttura primaria stessa e comporta vantaggi anche per quanto concerne il suo comportamento viscoso.

Riferendosi ad una SCSSP si ha che nel sistema strutturale presollecitante l'incremento del valore delle tensioni dovuto ai carichi applicati (ed in particolare ai carichi variabili) è, di regola, limitato se paragonato ai valori delle tensioni dovute alla tesatura del tirante.

Le SCSSP, di norma, possono essere interfacciate con le varie tipologie di elementi strutturali normalmente utilizzati. Si ha infatti che, in una SCSSP, la struttura che è posta a contatto sia con gli elementi strutturali "portati" dalla SCSSP stessa, sia con gli elementi strutturali che sorreggono la SCSSP medesima, è la struttura primaria la quale ha una "configurazione generale esterna" sostanzialmente paragonabile a quella di una trave tradizionale.

Le SCSSP possono essere dotate di vita operativa di notevole durata; si ha infatti che i sistemi strutturali presollecitanti, in generale, possono essere nel tempo

ispezionabili ed assoggettabili a manutenzione. E' poi possibile realizzare sistemi strutturali presollecitanti che possono essere rinforzati nel caso in cui sia necessario adeguare le SCSSP a richieste di maggiore resistenza sopravvenute dopo aver messo in esercizio le SCSSP stesse, così come, ad esempio, nel caso in cui carichi più gravosi di quelli originariamente previsti vengano prescritti da nuove normative. Si possono poi anche avere sistemi strutturali presollecitanti ad elementi sostituibili così che, in caso di necessità, è possibile sostituire sia elementi strutturali (quali i trefoli) appartenenti al tirante, sia elementi strutturali appartenenti al puntone (o comunque parti appartenenti al puntone).

L'adozione di una SCSSP, al posto di una trave tradizionale, può essere vantaggiosa anche dal punto di vista della resistenza al fuoco. Si consideri, infatti, una SCSSP comprendente una struttura primaria, nella quale la trave è dotata di sezione "a cassone", ed un sistema strutturale presollecitante inserito nello spazio interno della struttura primaria; si ha che la struttura primaria (adottando opportuni accorgimenti costruttivi), dal punto di vista termico, "protegge" il sistema strutturale presollecitante permettendo al sistema strutturale presollecitante stesso, che (come si è prima scritto) contribuisce significativamente alla formazione della capacità portante della SCSSP, di mantenere la propria efficienza statica per un più lungo periodo di tempo. Nel caso in cui il tirante è in parte posto all'esterno della struttura primaria, si ha che il tirante stesso può essere adeguatamente protetto nei confronti del fuoco.

Per la realizzazione di un sistema strutturale presollecitante, e cioè per la realizzazione del tirante ed anche per la realizzazione del puntone, di regola è opportuno (in conformità a quanto è sopra scritto) utilizzare materiali ad alte prestazioni; si fa presente che si possono utilizzare anche materiali (come gli acciai ad alta resistenza o taluni materiali sintetici o compositi) che (normalmente) sono prodotti con forme e dimensioni tali da renderli, in generale, difficilmente utilizzabili in strutture tradizionali; si sottolinea infatti che il sistema strutturale presollecitante è un sistema strutturale "specializzato" che interagisce solo con la struttura primaria e che quindi non ha problemi di interfaccia con ciò che è esterno alle SCSSP.

Si fa presente che una SCSSP può essere riguardata, per così dire, come una struttura "divisibile" in una struttura primaria ed in un sistema strutturale presollecitante; tale "divisibilità" può risultare interessante sia per quanto riguarda le problematiche inerenti alla realizzazione della SCSSP (in generale si ha che la realizzazione del sistema strutturale presollecitante prevede l'uso di tecniche e di tecnologie differenti da quelle adottate per la costruzione della struttura primaria), sia per quanto riguarda le possibilità del trasporto di SCSSP prefabbricate; in quest'ultimo

caso, il poter trasportare la struttura primaria separatamente dal sistema strutturale presollecitante può rendere agevole (o possibile) un trasporto che, altrimenti, potrebbe essere assai difficoltoso.

Si fa presente che in una SCSSP l'interazione fra la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante (o, più in generale, i sistemi strutturali presollecitanti) consiste in un contrasto meccanico; si fa presente che per realizzare tale interazione non occorre riferirsi a particolari "compatibilità" fra i materiali utilizzati per la realizzazione della struttura primaria e del sistema strutturale presollecitante; si ha allora che, in generale, risulta assai ampia la gamma dei materiali utilizzabili per la realizzazione sia della struttura primaria che del sistema strutturale presollecitante. Anche nel caso in cui si attui la terza fase del procedimento costruttivo, nella quale vengono bloccati spostamenti relativi longitudinali fra la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante, si ha che i suddetti bloccaggi possono, di norma, essere ottenuti per contrasto fra parti del sistema strutturale presollecitante e parti della struttura primaria; anche in questo caso, dunque, l'interazione fra struttura primaria e sistema strutturale presollecitante è ottenuta con "contrasto meccanico".

7. CONSIDERAZIONI E CONFRONTI RIGUARDANTI ALCUNI ESEMPI DI SCSSP

Al fine di evidenziare alcune caratteristiche delle SCSSP si sono prese in considerazione le seguenti strutture prefabbricate (talí strutture sono illustrate, in sezione, nella figura 5):

- T1: è una trave tradizionale di cemento armato precompresso con trefoli pre-tesi; la T1 è dotata di sezione "a cassone";
- S1: è una SCSSP la quale comprende:
 - una struttura primaria avente la sezione trasversale uguale a quella della T1;
 - un sistema strutturale presollecitante posto nello spazio interno alla struttura primaria; il sistema strutturale presollecitante comprende un tirante, costituito da un insieme di trefoli di acciaio ad alta resistenza, ed un puntone realizzato in acciaio;
- S2: è una SCSSP la quale comprende:
 - una struttura primaria, a sezione aperta; la sezione trasversale della struttura primaria ha la stessa altezza e sostanzialmente la stessa area della sezione trasversale della T1;
 - un sistema strutturale presollecitante che comprende un puntone (di acciaio) ed un tirante aventi sezioni trasversali uguali rispettivamente a quella del puntone e del tirante presenti nella S1; si fa notare che la distanza fra il tirante ed il puntone nella S2 è

maggiore della distanza fra il tirante ed il puntone nella S1;

- S3: è una SCSSP la quale comprende:
 - una struttura primaria uguale a quella compresa nella S2;
 - un sistema strutturale presollecitante che differisce dal sistema strutturale presollecitante compreso nella S2 essenzialmente per il fatto che il puntone è realizzato in calcestruzzo ad alta resistenza opportunamente armato.

Nella tabella seguente (Tabella A) per ciascuna delle quattro strutture T1, S1, S2, S3 si sono riportati:

- il momento resistente di progetto (M_{Rd});
- il momento massimo di esercizio (M_{re}), avendo considerato: $M_{re} = M_{Rd}/1,5$;
- il peso proprio per metro di lunghezza (g_{SP}) della struttura primaria (nel caso della S1, della S2 e della S3) o della trave (nel caso della T1);
- il peso proprio per metro di lunghezza (g_{SSP}) del sistema strutturale presollecitante;
- il peso proprio per metro di lunghezza (g_{tot}) della struttura stessa (si fa notare che il peso proprio della S1 è stato considerato uguale al peso proprio della S2);
- il rapporto M_{Rd}/g_{tot} .

Tabella A	T1	S1	S2	S3
M_{Rd} (kNm)	11000	16000	17500	17500
M_{re} (kNm)	7330	10660	11660	11660
g_{SP} (kN/m)	18	18,5	18,5	18,5
g_{SSP} (kN/m)		2,5	2,5	3,5
g_{tot} (kN/m)	18	21	21	22
M_{Rd}/g_{tot} (m ²)	611	762	833	795

Si fa presente che:

- il rapporto fra M_{Rd} della S1 ed M_{Rd} della T1 è pari a 1,45;
- il rapporto fra M_{Rd} della S2 (e della S3) ed M_{Rd} della T1 è pari a 1,59;
- il rapporto fra g_{tot} della S1 (e della S2) e g_{tot} della T1 è pari a 1,17;
- il rapporto fra g_{tot} della S3 e g_{tot} della T1 è pari a 1,22;
- il valore di M_{Rd}/g_{tot} è massimo per S2 ed è minimo per T1.

Nella figura 6 si riporta un diagramma nel quale, per le quattro strutture suddette (T1, S1, S2, S3), si indicano gli interassi massimi (i_{max}) relativi a tre valori delle luci delle strutture stesse ($L = 30$ m, $L = 34$ m, $L = 38$ m). Si è considerato che ciascuna struttura sia gravata, oltre che dal peso proprio, da un carico $q = p \cdot i$, essendo "i" l'interasse delle strutture e "p" il carico, pari a 4 kN/m^2 , dovuto al peso degli elementi strutturali di copertura ed alla neve.

Dalla osservazione del diagramma di figura 6 si nota

che l'utilizzo della S1, della S2 e della S3 permette, rispetto alla T1, di adottare interassi notevolmente superiori; si nota inoltre che l'utilizzo della S2, al posto della S1, permette di ottenere, a parità di sezioni, un significativo aumento della capacità portante della SCSSP.

Si sono poi esaminate e confrontate le tre seguenti strutture prefabbricate:

- S2;
- T2: è una trave tradizionale di cemento armato precompresso la quale ha altezza pari all'altezza della struttura primaria compresa nella S2 ($H = 180$ cm); la T2 è precompressa (secondo le tecnologie tradizionali) con armature post-tese ad andamento curvilineo (si veda la figura 7);
- T3: è una trave tradizionale di cemento armato precompresso la quale ha altezza pari all'altezza massima della S2 ($H = 205$ cm); la T3 è tipologicamente simile alla T2 (si veda la figura 7).

Si è considerato che ciascuna delle tre strutture esaminate (S2, T2, T3) abbia luce pari a $L = 38$ m (e lunghezza pari a 39 m) ed interasse pari a $i = 11,5$ m; ciascuna delle tre strutture esaminate è soggetta, oltre al peso proprio, al carico totale pari a $q = 4 \times 11,5 = 46 \text{ kN/m}$. Si fa presente che le dimensioni delle sezioni della T2 e della T3 sono state definite facendo riferimento a criteri progettuali normalmente adottati; è evidente che tali dimensioni possono variare anche significativamente in funzione (fra l'altro) delle fasi di tesatura delle armature da precompressione, in funzione dei valori della resistenza del calcestruzzo all'atto della precompressione, ed in funzione delle tecnologie e del "tipo" di precompressione utilizzati.

Nella tabella seguente (Tabella B) si riportano alcuni dati riguardanti le tre strutture suddette; fra l'altro, per ciascuna delle tre strutture esaminate si riportano:

- il momento sollecitante di progetto (M_{Sd});
- il momento (in esercizio) dovuto al peso proprio della struttura ($M_{g,es}$);
- il peso proprio totale della struttura (G_{tot}) ottenuto da: $G_{tot} = g_{tot} \cdot 39$;
- il peso massimo da trasportare ($G_{max,tr}$);
- il rapporto $M_{Rd}/M_{g,es}$.

Tabella B	S2	T2	T3
M_{Rd} (kNm)	17500	19300	18800
M_{Sd} (kNm)	17200	19125	18620
$M_{g,es}$ (kNm)	3791	5163	4802
g_{SP} (kN/m)	18,5	28,6	26,6
g_{SSP} (kN/m)	2,5		
g_{tot} (kN/m)	21	28,6	26,6
M_{Rd}/g_{tot} (m ²)	833	675	707
$M_{Rd}/M_{g,es}$	4,616	3,738	3,915
G_{tot} (kN)	819	1116	1038
$G_{max,tr}$ (kN)	722	1116	1038

Si fa notare che nella determinazione di $G_{\max, tr}$ si è ipotizzato di trasportare separatamente la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante appartenenti alla S2, e si è fatto riferimento a travi (le travi T2 e T3) monolitiche. Dall'esame della Tabella B si evince che il peso complessivo della S2 (819 kN) è approssimativamente pari al 74 % del peso della T2 (1116 kN) ed al 79% del peso della T3 (1038 kN).

Si fa notare che anche nel caso in cui si considerino travi (e strutture primarie) ottenute realizzando una trave prefabbricata completata, poi, in opera con il getto di una soletta collaborante, si ottengono risultati qualitativamente in accordo con quelli sopra riportati.

Di seguito si riportano i valori delle lunghezze massime trasportabili ($L_{\max, tr}$) per le tre strutture (S2, T2, T3) sopra considerate supponendo (ad esempio) che il peso massimo trasportabile (con un prefissato mezzo di trasporto) sia pari a 800 kN.

- Realizzando in stabilimento la S2 e trasportandola (completa) in cantiere si ha:

$$L_{\max, tr}(S2) = 800/21 = 38,1 \text{ m.}$$

- Realizzando in stabilimento la struttura primaria ed il sistema strutturale presollecitante della S2 e trasportandoli separatamente in cantiere si ha:

$$L'_{\max, tr}(S2) = 800/18,5 = 43,2 \text{ m.}$$

- In riferimento alla T2 ed alla T3 si ha:

$$L_{\max, tr}(T2) = 800/28,6 = 28 \text{ m}$$

$$L_{\max, tr}(T3) = 800/26,6 = 30 \text{ m.}$$

E' evidente che l'utilizzo della T2 o della T3 con lunghezze superiori alla lunghezza massima trasportabile comporta la necessità di realizzare tali travi "a conci" assemblati in cantiere utilizzando armature da post-tensione, secondo le ben note tecnologie.

8. CONCLUSIONI

Adottando configurazioni e materiali appropriati sia per la struttura primaria che per il sistema strutturale presollecitante, ed adottando opportuni valori della presollecitazione (e quindi opportuni valori delle forze facenti parte del sistema di forze di presollecitazione), è possibile adeguare le caratteristiche e le prestazioni delle SCSSP alle svariate esigenze che si possono presentare nella pratica costruttiva. Ad esempio, fissati i materiali con cui realizzare il sistema strutturale presollecitante e la trave compresa nella struttura primaria, a parità di capacità portante e di dimensioni di ingombro della SCSSP, si può progettare una SCSSP con l'obiettivo di diminuire, il più possibile, il peso proprio della SCSSP stessa anche accettando un aumento della deformabilità della medesima; oppure si può progettare una SCSSP con l'obiettivo di diminuire la deformabilità della SCSSP stessa anche a costo di un aumento del peso proprio della medesima. Si sottolinea che, variando le caratteristiche della struttura primaria e

del sistema strutturale presollecitante e variando i valori della presollecitazione, è possibile realizzare SCSSP aventi caratteristiche e prestazioni (quali la capacità portante, la deformabilità, il peso, il costo) che variano "con continuità" all'interno di prefissati campi.

Si evidenzia che, facendo riferimento a SCSSP comprendenti una struttura primaria (o meglio, la trave compresa nella struttura primaria) di cemento armato precompresso ed un sistema strutturale presollecitante di acciaio, al variare della struttura primaria e del sistema strutturale presollecitante, si ottengono SCSSP che, in riferimento ad alcune caratteristiche significative, quali la resistenza, il peso e la deformabilità, si collocano (per così dire) fra le travi "tradizionali" di cemento armato precompresso e le travi "tradizionali" di acciaio.

Si è prima scritto che in ciascuna SCSSP la struttura primaria è soggetta, per così dire, a "presollecitazione flessionale", considerato il fatto che il sistema strutturale presollecitante, (in conseguenza della tesatura del tirante) applica alla struttura primaria forze pressoché verticali le quali inflettono la struttura primaria inducendo in essa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile. E' evidente che le suddette forze applicate dal sistema strutturale presollecitante alla struttura primaria risultano vantaggiose per la struttura primaria qualunque sia il materiale con cui essa è realizzata. Si ha allora che la struttura primaria può senz'altro essere realizzata con un materiale avente il valore della resistenza a trazione paragonabile a quello della resistenza a compressione (quale, ad esempio, l'acciaio o il legno, o il legno lamellare).

Si ritiene, dunque, che la presollecitazione attuata nelle SCSSP, così come descritte nella presente memoria, possa essere considerata come una tecnica di presollecitazione applicabile in generale, indipendentemente dal materiale con cui è realizzata la struttura primaria. E' così prevedibile un'estensione del campo di applicazione delle tecniche di presollecitazione essendo possibile realizzare vantaggiosamente SCSSP nelle quali la struttura primaria (o meglio la trave compresa nella struttura primaria) è realizzata o in cemento armato precompresso (così come nel caso delle SCSSP descritte nella presente memoria), o in acciaio, o in legno lamellare, o utilizzando altri materiali o anche combinazioni dei materiali suddetti.

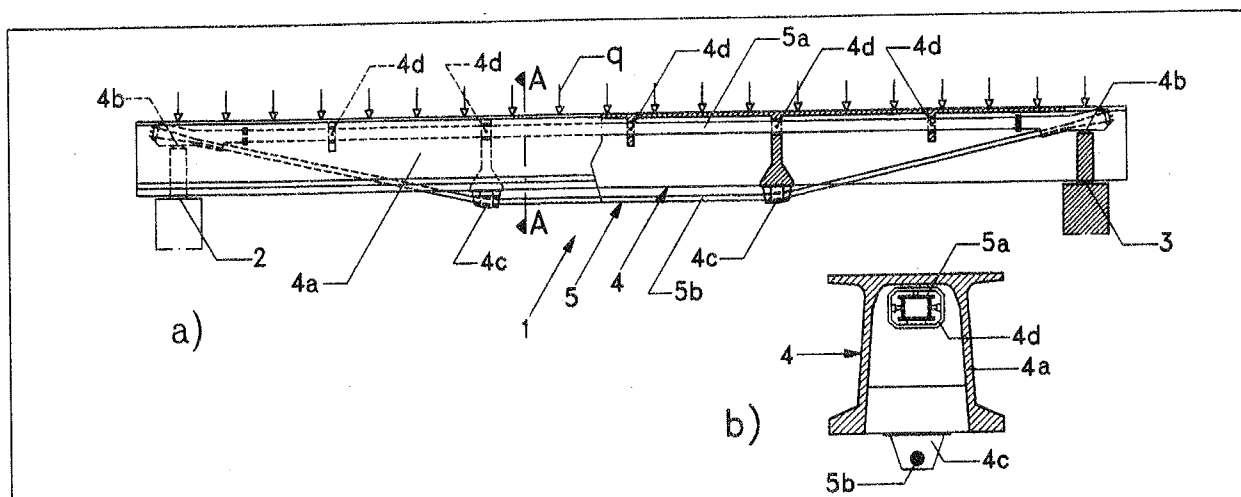


Figura 1: un esempio di SCSSP – a) vista e sezione longitudinale – b) sezione A-A

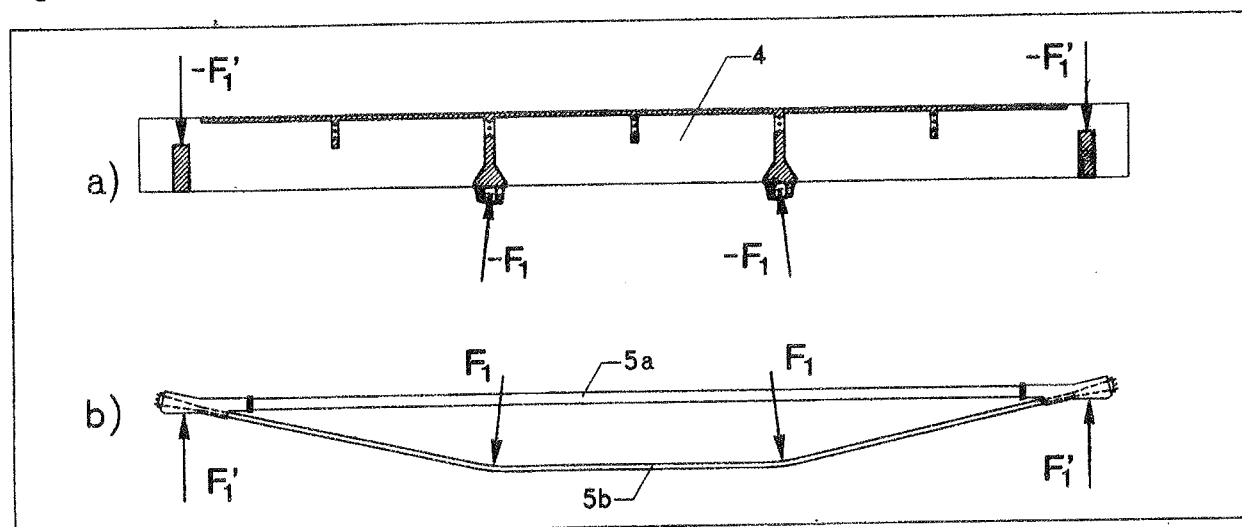


Figura 2: forze nella SCSSP (1) dovute alla tesatura del tirante (5b) – a) forze applicate alla struttura primaria
b) forze applicate al sistema strutturale presollecitante

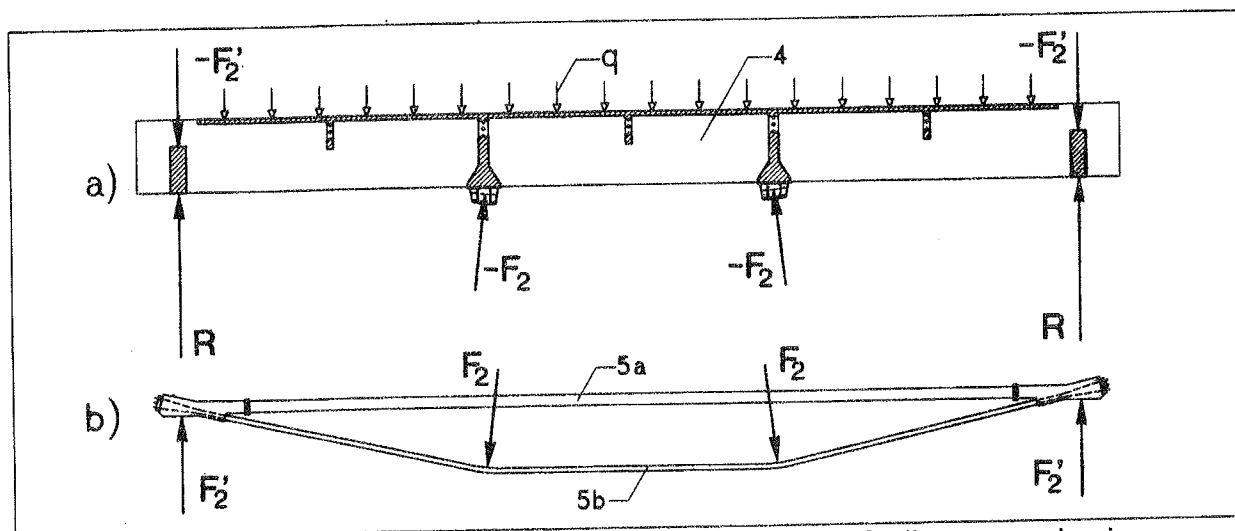


Figura 3: forze nella SCSSP (1) quando essa è in esercizio – a) forze applicate alla struttura primaria
b) forze applicate al sistema strutturale presollecitante

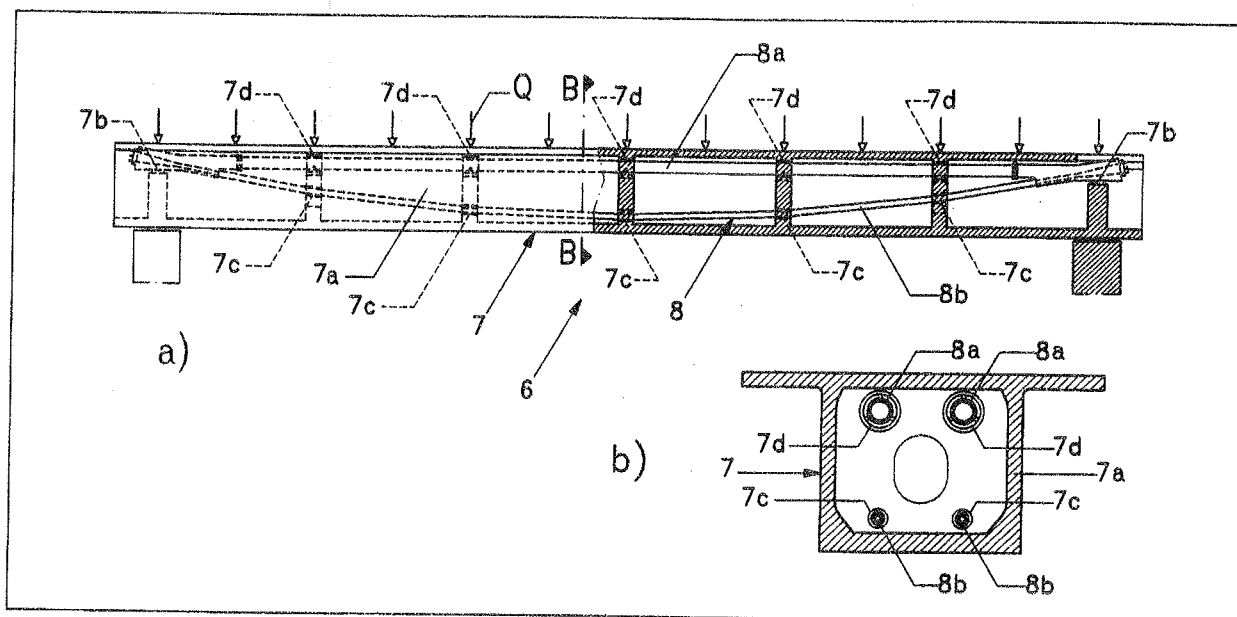


Figura 4: un esempio di SCSSP – a) vista e sezione longitudinale – b) sezione B-B

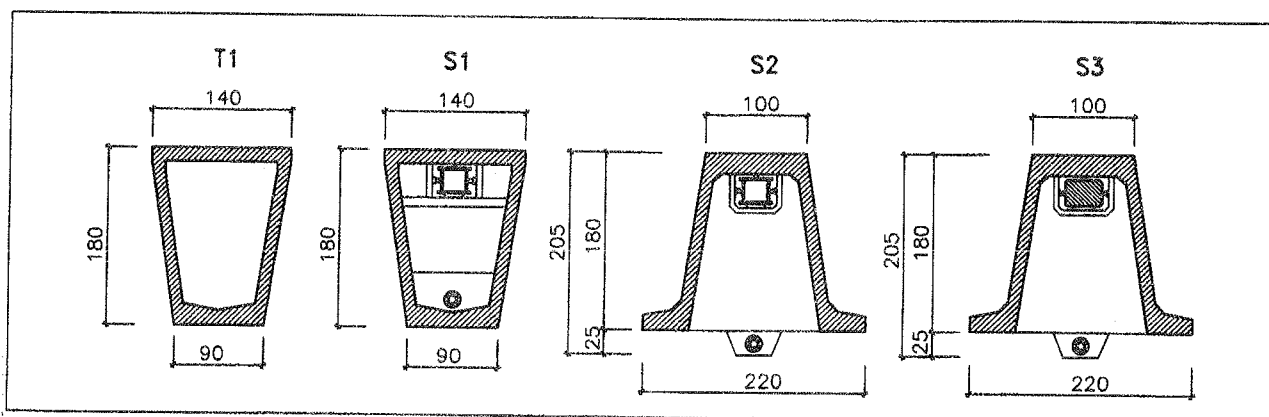


Figura 5: sezioni trasversali delle strutture T1, S1, S2, S3

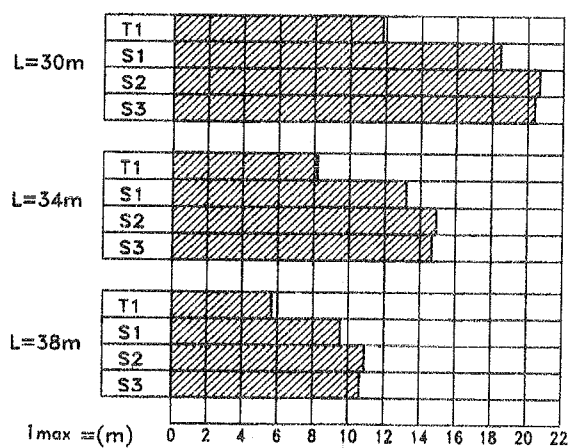


Figura 6: interassi massimi
relativi alle strutture T1, S1, S2, S3

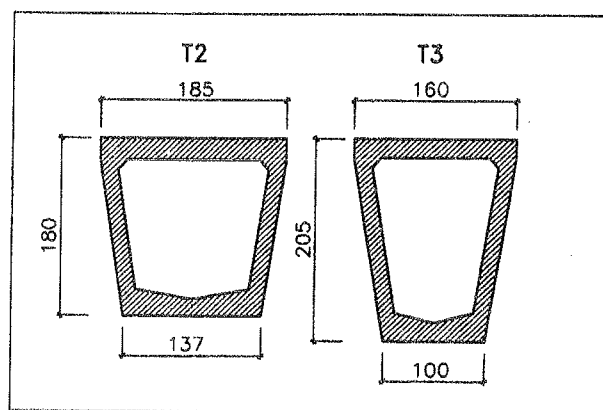


Figura 7: sezioni trasversali delle travi T2, T3

ASPETTI PROGETTUALI E TECNICHE DI INDAGINE DEI PONTI STRALLATI DI MILANO MALPENSA

Carmelo GENTILE

Dip. di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

Francesco MARTINEZ y CABRERA

Dip. di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Il lavoro illustra la soluzione progettuale di ponte strallato ad antenna centrale adottata per le due rampe d'accesso alla nuova aerostazione di Milano-Malpensa. Viene, quindi, presentato il programma di indagini dinamiche eseguito su ambedue i viadotti, al fine di ottenerne una caratterizzazione dinamica utile per il futuro monitoraggio.

I risultati delle indagini sono presentati e discussi in dettaglio per il ponte posto sul lato sud dell'aerostazione; viene, inoltre, sinteticamente presentato il confronto tra le caratteristiche modali dei due sistemi. In base ai risultati sperimentali è stato possibile verificare sia la corrispondenza delle caratteristiche dinamiche osservate con quanto ottenuto in sede teorica, sia l'alto grado di similitudine tra i due manufatti (in linea di principio gemelli).

SUMMARY

The paper deals with the design of a couple of curved cable-stayed bridges, which were recently erected in the neighbourhood of the terminal 1 of the new Milan-Malpensa airport. The unusual geometric layout of the bridges constitute a strong motivation to choose these systems for full-scale dynamic testing and make the results particularly interesting. Full details of the experimental procedures, instrumentation and data analysis techniques are given in the paper.

1. INTRODUZIONE

La viabilità a servizio dell'area partenze dell'Aeroporto Intercontinentale di Milano-Malpensa è caratterizzata dalla presenza di due rampe d'accesso strallate a direttrice curvilinea. Si tratta di due opere gemelle, ubicate rispettivamente sui lati nord e sud del nuovo terminal, le quali con un tracciato ad elica circolare raggiungono la quota dell'area partenze lasciando lateralmente l'Aerostazione ma lasciando inalterati gli spazi visivi laterali ed evitando ogni delimitazione vincolante la visibilità (Fig. 1).

La soluzione strutturale sottolinea la potenzialità dei ponti strallati nella risoluzione di problemi ambientali in zone urbane dove i vincoli tecnici ed estetici risultano vari ed articolati e la funzionalità dell'opera deve assumere ruoli ben definiti. Tale esperienza riprende quelle già sviluppate a Milano con il ponte

strallato sul nodo ferroviario di Milano-Certosa [8] ed il ponte strallato di Via Palizzi [9].

Data l'inusuale configurazione geometrica e l'importanza dei manufatti, l'ente gestore (S.E.A., Milano) ha progettato di eseguirne il controllo periodico mediante indagini dinamiche in scala reale. Nel febbraio 1998 è stata effettuata la prima campagna di rilievi, avente come obiettivo principale la valutazione dei parametri modali (frequenze naturali e forme modali associate) dei due sistemi in vista del futuro monitoraggio. Durante le prove, sono state effettuate registrazioni digitali sia delle vibrazioni indotte dal traffico che di oscillazioni libere artificialmente provocate.

Nel presente lavoro, dopo aver descritto la sperimentazione e le tecniche di identificazione modale utilizzate, sono riportati in dettaglio i risultati relativi al ponte posto sul lato sud dell'aerostazione; viene, inoltre, presentato un modello ad elementi finiti di



Fig. 1 Vista dell'aerostazione di Malpensa 2000 e dei viadotti strallati d'accesso

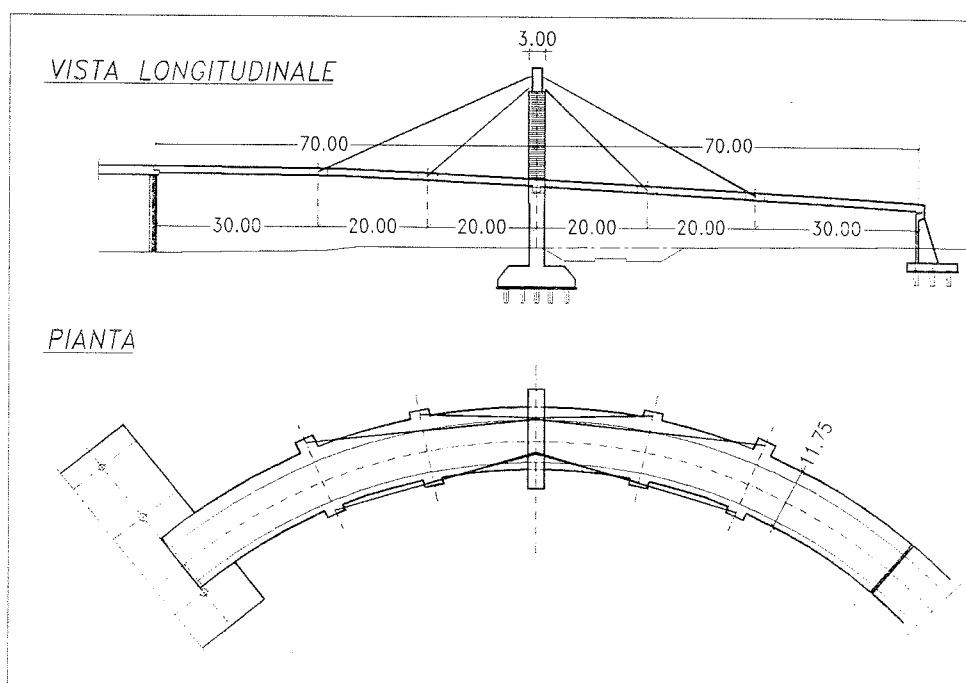


Fig. 2 Vista longitudinale e pianta dei viadotti strallati d'accesso all'aerostazione di Malpensa 2000

tale struttura ed indagata la corrispondenza tra i parametri modali osservati ed i corrispondenti valori teorici. Sebbene il modello, direttamente derivato da quello di progetto, sia da considerarsi per taluni aspetti semplificato, esso presenta un apprezzabile accordo con le grandezze modali osservate sperimentalmente.

Infine, è sinteticamente riportato il confronto tra le caratteristiche modali dei due sistemi: i risultati delle

indagini hanno, in particolare, consentito di verificare l'alto grado di similitudine tra i due manufatti (in linea di principio gemelli). Le frequenze naturali dei modi corrispondenti delle due strutture sono risultate poco discoste, con uno scarto percentuale massimo inferiore al 6%; tale similitudine di comportamento è stata, inoltre, confermata dall'analisi delle deformate modali. In base all'analisi dei modelli strutturali, la differenza

di comportamento tra i due sistemi sembra potersi ricondurre ad una differenza nel modulo elastico degli impalcati dell'ordine del 10%.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'accesso al terminal 1 dell'aerostazione Malpensa 2000 comprende due viadotti strallati, posti rispettivamente sui lati nord e sud dell'aerostazione (Fig. 1). Le due strutture gemelle coprono un tracciato planimetrico ad elica circolare con raggio di curvatura pari a 100.00 m. L'impalcato (Fig. 2) ad antenna centrale, si articola su due campate a sviluppo circolare proiettato di 70.00 m. Gli appoggi di testata risultano strutturalmente disomogenei in quanto l'appoggio alla quota inferiore (di imbocco dei ponti) è costituito da una spalla laddove l'appoggio alla quota superiore è realizzato sul bordo della piastra terminale del viadotto antistante l'aerostazione. L'appoggio centrale è costituito dal traversone dell'antenna.

La sezione stradale comprende, oltre a due corsie di 4.00 m. ciascuna, due marciapiedi aventi larghezza rispettivamente di 2.50 m. e di 1.25 m. Il marciapiede esterno alla curva consente il transito pedonale in caso di emergenza. La larghezza complessiva della sezione è pertanto pari a 11.75 m.; a causa della diversa dimensione dei marciapiedi, l'asse stradale non coincide con l'asse dell'impalcato.

La sezione trasversale strutturale, a cassone alleggerito, con cinque celle ha una altezza pari a 1.35 m. e presenta lateralmente raccordi ad arco di cerchio. (Fig. 3). Le luci di ogni campata di 70.00 m., come è possibile desumere dalla Fig. 2, sono segmentate da due traversi radiali in spessore d'impalcato, a distanza rispettivamente di 20.00 m. e 40.00 m. dall'asse dell'appoggio centrale sull'antenna. I traversi fuoriescono alle loro estremità dai fili esterno ed interno dell'impalcato per realizzare l'attacco degli stralli di competenza. L'aggetto dei traversi è legato alla particolare geometria degli stralli il cui ancoraggio all'impalcato presenta configurazione variabile sull'interno e sull'esterno della curva. Sia l'impalcato che i traversi sono precompressi con cavi post-tesi Freyssinet composti da trefoli 0.6".

L'antenna (Fig. 4), avente altezza totale di 36.87 m. a partire dall'imposta della fondazione, è caratterizzata da un particolare profilo con setto inferiore e fusti superiori raccordati in corrispondenza della quota d'appoggio dell'impalcato ed inclinati verso l'interno. Le sezioni di sommità dei fusti sono collegate da un dispositivo metallico con funzione di ancoraggio degli stralli (Fig. 5). Il dispositivo metallico, concettualmente semplice ma di geometria complessa per il rispetto delle

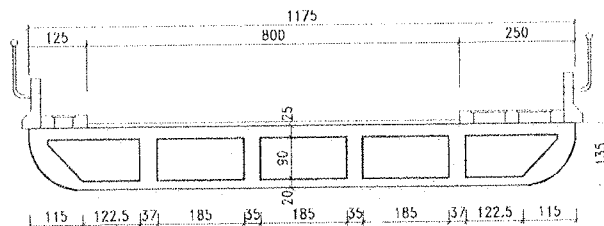


Fig. 3 Sezione trasversale dell'impalcato

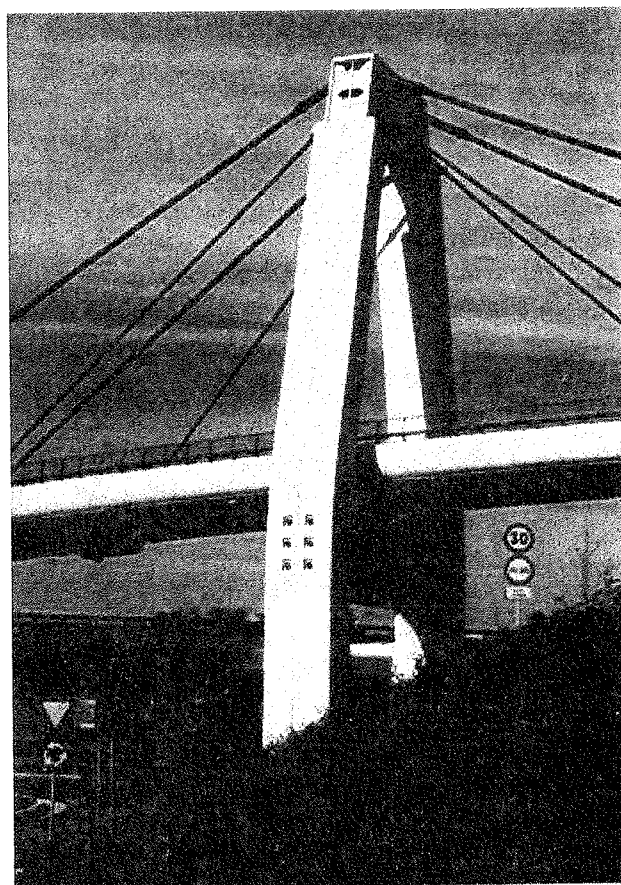


Fig. 4 Vista dell'antenna (ponte lato sud)

differenti giaciture, consiste in due piastre frontali mutuamente collegate da setti su cui insistono le piastre di ancoraggio degli stralli a varia giacitura.

Sono presenti 4 stralli corti e 4 stralli lunghi di cui ovviamente 4 interni alla curva e 4 esterni. Gli stralli corti hanno una pendenza media di circa 43° sull'orizzontale mentre per gli stralli lunghi tale pendenza scende a circa 27°. I quattro stralli corti sono composti da 33 trefoli 0.6" tipo super ed hanno lunghezza di circa 27.00 m. I due stralli lunghi esterni sono composti da 77 trefoli 0.6" tipo super ed hanno una lunghezza di circa 47.00 m. laddove i due stralli lunghi interni sono composti da 91 trefoli 0.6" super.

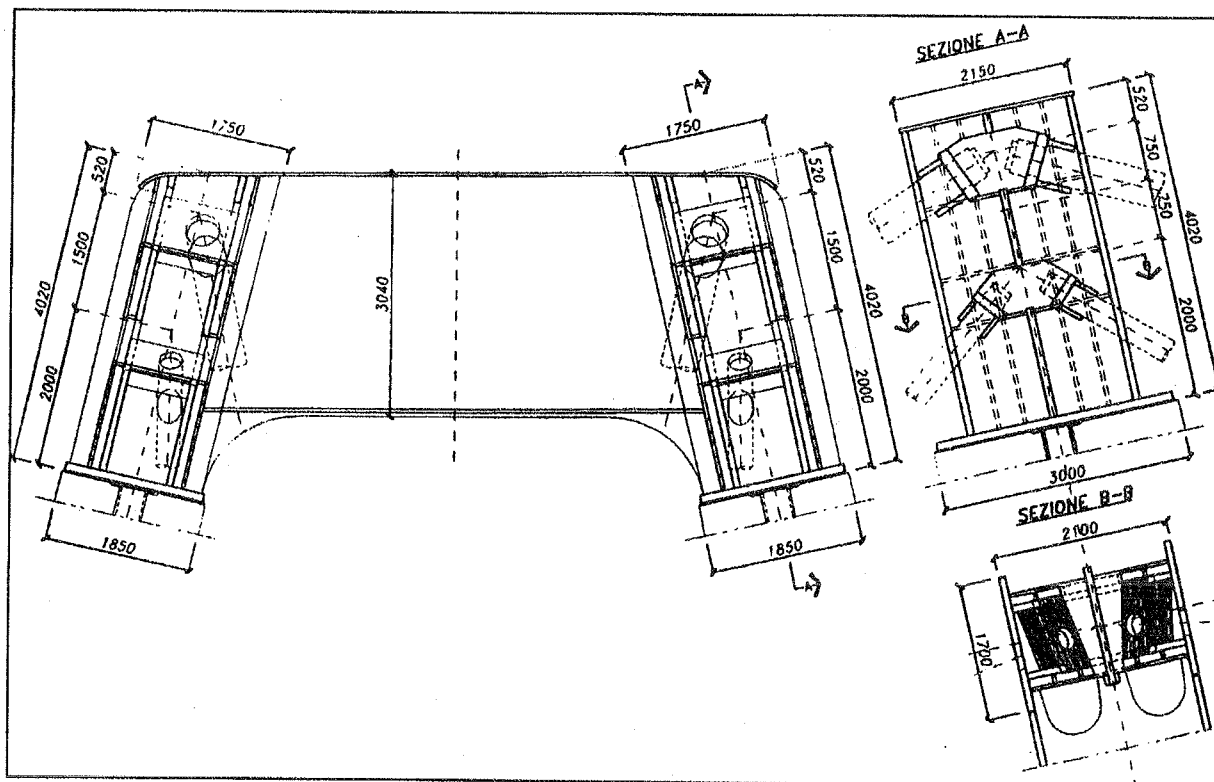


Fig. 5 Particolare del traverso metallico superiore d'antenna

3. INDAGINI DINAMICHE E PROCEDURE INTERPRETATIVE

3.1 Descrizione delle prove dinamiche

Come rilevato in sede introduttiva, ambedue i ponti sono stati sottoposti ad indagine dinamica. L'ubicazione e l'orientamento della strumentazione di misura, costituita da accelerometri, è riportata in Fig. 6; durante le prove, sono stati contemporaneamente utilizzati 14 accelerometri essendo le stazioni 7-8, 21-23 e 26 di Fig. 6 comuni a tutte le sessioni di misura. Il programma di prova ha pertanto richiesto tre distinte configurazioni strumentali ed è stato ultimato in sei giornate (tre giorni per ciascuna delle due strutture).

Le indagini hanno incluso la registrazione della risposta sia a sollecitazioni ambientali indotte dal traffico sia a sollecitazioni impulsive (vibrazioni libere). In ambedue i casi la risposta è stata registrata con un passo temporale $\Delta t = 0.005$ s.

Le vibrazioni ambientali sono state acquisite per circa 50 minuti (per ogni canale e per ogni configurazione strumentale). Dal momento che le prove sono state condotte prima dell'apertura al traffico dei manufatti, la normale condizione d'esercizio è stata

simulata sia mediante passaggi contemporanei di due mezzi pesanti con caratteristiche note sia sfruttando in modo organizzato il traffico dei numerosi autoveicoli leggeri e pesanti in transito per il cantiere.

I due ponti sono stati eccitati in vibrazione libera mediante impulsi indotti dalla "caduta" dell'asse anteriore di un mezzo pesante da un dosso rigido a norma RILEM. Per ogni struttura, sono stati registrati otto differenti eventi di vibrazione libera, ciascuno ottenuto con una diversa posizione del dosso.

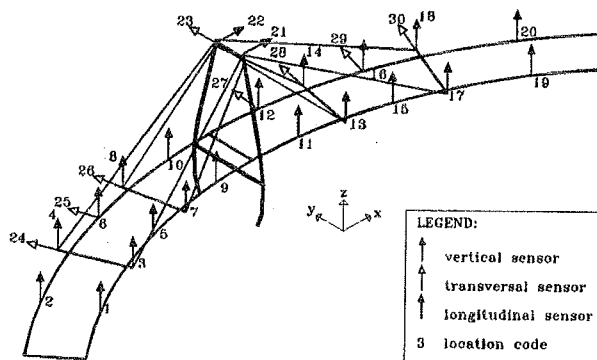


Fig. 6 Disposizione degli accelerometri

3.2 Analisi delle vibrazioni ambientali

La valutazione dei parametri modali dai dati ambientali è stata condotta mediante le tecniche spettrali classiche [2], basate sul calcolo delle densità autospettrali $S_{pp}(f)$ e spettrali incrociate $S_{pq}(f)$. In particolare, tali funzioni sono state stimate utilizzando il metodo del periodogramma modificato di Welch [12]. In base a tale approccio, dopo aver suddiviso ogni segnale registrato $x_p(t)$ in N_d sequenze temporali $x_{p,k}(t)$ ($k=1, 2, \dots, N_d$) ciascuna costituita da N campioni ed aver calcolato la Trasformata di Fourier discreta $X_{p,k}(f)$ di ogni sequenza, le funzioni $S_{pp}(f)$ ed $S_{pq}(f)$ vengono calcolate mediante le relazioni seguenti:

$$S_{pp}(f) = \frac{1}{NN_d \Delta t} \sum_{k=1}^{N_d} [X_{p,k}(f)]^* X_{p,k}(f) \quad (1)$$

$$S_{pq}(f) = \frac{1}{NN_d \Delta t} \sum_{k=1}^{N_d} [X_{q,k}(f)]^* X_{p,k}(f) \quad (2)$$

ove il simbolo * indica il complesso coniugato.

La lunghezza N di ogni sequenza temporale è stata fissata in 8192 punti, corrispondenti ad una risoluzione in frequenza all'incirca pari a 0.025 Hz.

Inoltre, sono state determinate le funzioni di coerenza [2]:

$$\gamma_{pq}^2(f) = \frac{|S_{pq}(f)|^2}{S_{pp}(f) S_{qq}(f)} \quad (3)$$

in modo da valutare la qualità delle registrazioni (in relazione alla presenza di rumore) ed indagare sulla presenza di eventuali non linearità:

3.3 Analisi delle vibrazioni libere

L'analisi preliminare delle accelerazioni registrate durante gli eventi di vibrazione libera è stata condotta in modo usuale attraverso la trasformazione dei segnali nel dominio delle frequenze. Per la vera e propria identificazione dei parametri modali è stata utilizzata la procedura ad errore d'uscita ("output-error") nel dominio del tempo descritta in [3].

3.4 Confronto e correlazione tra le forme modali

Una volta identificate le caratteristiche modali dei due sistemi in base all'analisi dei dati sperimentali, la correlazione tra:

- le forme modali ottenute per ciascun ponte dalle registrazioni di vibrazione libera ed ambientale;
 - le forme modali corrispondenti delle due strutture;
- è stata valutata sia mediante i ben noti "Modal

Assurance Criterion" [1] (MAC) e "Coordinate Modal Assurance Criterion" [7] (COMAC), sia mediante l'indice denominato "Normalised Modal Difference" [10]-[11] (NMD). Quest'ultima grandezza è definita dalle:

$$NMD(\phi_{A,k}, \phi_{B,j}) = \frac{\|\phi_{A,k} - \gamma \phi_{B,j}\|}{\|\gamma \phi_{B,j}\|} \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{|\phi_{A,k}^t \phi_{B,j}|}{(\phi_{B,j}^t \phi_{B,j})} \quad (5)$$

ed è correlata al MAC dalla seguente relazione:

$$NMD(\phi_{A,k}, \phi_{B,j}) = \sqrt{\frac{1 - MAC(\phi_{A,k}, \phi_{B,j})}{MAC(\phi_{A,k}, \phi_{B,j})}} \quad (6)$$

In pratica, il NMD esprime in media lo scarto percentuale tra le due forme modali $\phi_{A,k}$, $\phi_{B,j}$, ed ha la caratteristica [10] di esser assai più sensibile del MAC rispetto alle differenze tra forme modali simili, laddove perde progressivamente utilità quando le due forme modali sono scarsamente correlate.

Va, infine, rilevato che i medesimi indici di correlazione sono stati utilizzati anche per guidare il confronto tra le forme modali osservate e calcolate in base a modelli numerici.

4. COMPORTAMENTO DINAMICO DEL PONTE LATO SUD

4.1 Risultati sperimentali

L'analisi spettrale dei dati da traffico ha condotto, per il ponte strallato posto sul lato sud dell'aerostazione, ad identificare 11 modi di vibrare nell'ambito di frequenze 0-10 Hz. I risultati dell'analisi in termini di frequenze naturali possono riassumersi attraverso i diagrammi spettrali illustrati in Fig. 7; tali diagrammi rappresentano le radici quadrate degli autospettri delle accelerazioni registrate in vari punti dell'impalcato (scalate per $1/\sqrt{\Delta t}$ in modo da ottenere una grandezza dimensionalmente omogenea con un'accelerazione). Le curve spettrali di Fig. 7 mostrano chiaramente un primo gruppo di quattro picchi molto ben definiti in corrispondenza delle frequenze poste a circa 0.83, 1.27, 2.44 e 2.91 Hz. I due picchi successivi, a 3.88 e 4.00 Hz rispettivamente, risultano altrettanto ben definiti seppur alquanto ravvicinati; altri picchi minori sono ben visibili a 4.81, 5.66, 7.67, 7.89 e 9.06 Hz. Va notato che le due frequenze poste a 7.67 e 7.89 Hz non sono

state contemporaneamente osservate sulle due campate del ponte: quella più bassa è, infatti, chiaramente visibile in Fig. 7 dai segnali registrati nelle stazioni di misura 2, 6 e 10 (cfr. Fig. 6) laddove la più alta è visibile nelle stazioni 12, 16 e 20 (cfr. Fig. 6).

A causa della configurazione geometrica curvilinea dell'impalcato, tutti i modi principali sono in linea di principio tridimensionali; tuttavia, il rapporto tra la massime ampiezze modali verticale e trasversale è risultato superiore a 5 per ogni modo osservato. Ciò conduce ad affermare che la componente verticale (flessionale o torsionale) risulta fortemente prevalente per i modi di vibrare osservati; questi ultimi possono

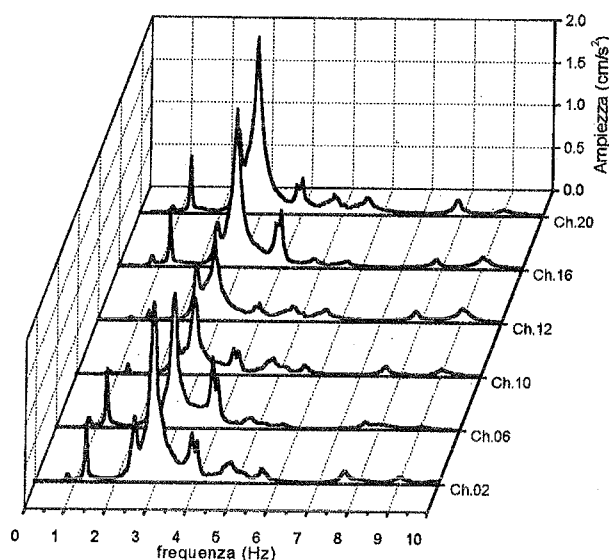


Fig. 7 Radici quadrate degli autospettri (vibrazioni ambientali)

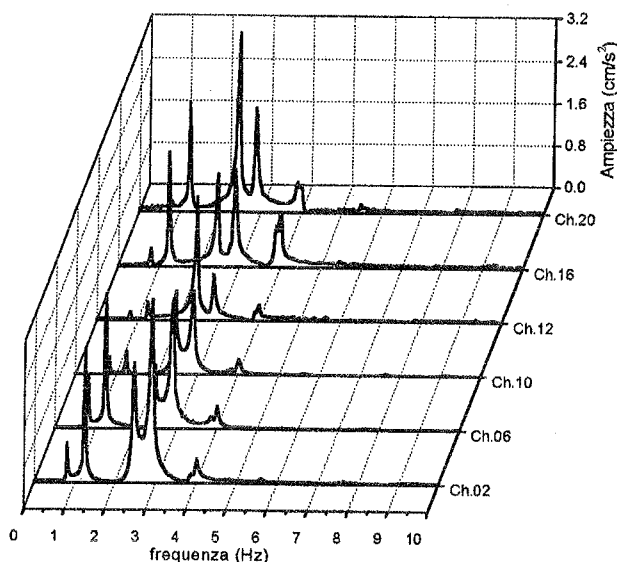


Fig. 8 Spettri di Fourier (vibrazioni libere)

quindi classificarsi come:

1. modi verticali d'impalcato (DV^+) simmetrici o antisimmetrici. Si noti che i modi antisimmetrici coinvolgono in genere una maggior partecipazione longitudinale dell'antenna rispetto ai simmetrici;
2. modi torsionali d'impalcato (DV^-), anch'essi spesso associati a sensibili partecipazioni longitudinali dell'antenna.

L'analisi dei segnali registrati in condizioni di vibrazione libera ha consentito di individuare un minor numero (6) di modi principali; tuttavia, per i modi identificati in base ad entrambe le modalità d'eccitazione si rileva un eccellente accordo sia in termini di frequenze naturali che di forme modali. Il confronto in termini di frequenze naturali può esser facilmente istituito in base all'analisi degli spettri di Fourier delle accelerazioni registrate in un evento di vibrazione libera, riportati in Fig. 8 per le medesime posizioni di Fig. 7. Il confronto è illustrato quantitativamente in Tab. 1 ove, unitamente alla classificazione dei modi identificati, sono riportati:

- a) le frequenze naturali identificate dai dati di vibrazione libera ed ambientale e il valore assoluto della differenza percentuale Δ :

$$|\Delta| = \left| \frac{f_{AVT} - f_{FVT}}{f_{AVT}} \right| \quad (7)$$

- b) il confronto tra le forme modali, attraverso gli indici MAC e NMD .

Come si può osservare, i valori riportati in Tab. 1 mostrano un ottimo accordo tra i valori delle frequenze naturali ottenuti dall'analisi delle vibrazioni libere ed

Modo Tipo	f_{AVT} (Hz)	f_{FVT} (Hz)	$ \Delta $ (%)	MAC	NMD (%)
DV1 ⁺	0.825	0.820	0.61	0.9999	0.87
DV2 ⁺	1.270	1.259	0.87	0.9994	2.39
DV3 ⁺	2.441	2.450	0.37	0.9963	6.06
DV4 ⁺	2.905	2.881	0.83	0.9994	2.49
DV1 ⁻	3.882	3.895	0.33	0.9994	2.38
DV2 ⁻	4.004	4.021	0.42	0.9996	2.06
DV5 ⁺	4.810	—	—	—	—
DV6 ⁺	5.664	—	—	—	—
DV3 ⁻	7.666	—	—	—	—
DV4 ⁻	7.886	—	—	—	—
DV7 ⁺	9.058	—	—	—	—

Tabella 1 Confronto tra i parametri modali stimati in base all'analisi dei dati di vibrazione libera (FVT) ed ambientale (AVT)

ambientali; la massima differenza è, infatti, inferiore all'unità percentuale. Una corrispondenza analoga (con valori assai contenuti di *NMD*) è stata ottenuta per le forme modali. Va, inoltre, rilevato che risultati simili quantitativamente sono stati ottenuti nell'analisi del ponte lato nord [4]-[5].

4.2 Modellazione numerica

Per entrambi i ponti sono stati elaborati due differenti modelli numerici, il più semplice dei quali (illustrato in Fig. 9) sarà presentato nel seguito; una dettagliata analisi del secondo modello è contenuta in [6].

Il modello di Fig. 9 (107 elementi e 102 nodi) è direttamente derivato dal modello di progetto ed è stato utilizzato prima della sperimentazione per determinare la posizione delle stazioni di misura; esso risulta caratterizzato dalle seguenti assunzioni:

1. Sia la pila che l'impalcato sono stati simulati mediante elementi finiti di trave, laddove gli stralli sono stati descritti mediante elementi biella;
2. Il modulo di elasticità dell'impalcato (E_D) e dell'antenna (E_T) sono stati in prima istanza posti eguali a $3.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$;

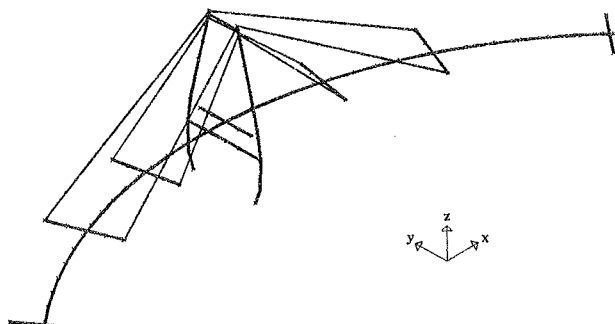


Fig. 9 Modello numerico ad elementi finiti

3. Il modulo di Poisson è stato assunto pari a 0.15;
4. La possibilità di scorrimento in direzione circonferenziale consentita dai vincoli d'estremità delle campate è stata simulata mediante elementi biella disposti sugli appoggi in direzione radiale.

Dopo la fase sperimentale, i parametri modali osservati sono stati utilizzati per calibrare i valori di alcuni parametri strutturali del modello. In particolare, un'analisi di sensitività [10] ha chiaramente indicato come parametri di maggiore influenza i moduli elastici E_D , E_T e la rigidezza torsionale J_t dell'impalcato.

Dal momento che le forme modali teoriche risultavano assai poco variabili nell'intervallo di variazione dei parametri indagato, l'identificazione dei parametri del modello è stata condotta unicamente in base al confronto tra le frequenze naturali.

Per il ponte lato sud, sono stati determinati i seguenti valori ottimali:

$$E_D = 3.4 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_T = 4.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

rispettivamente per impalcato ed antenna; si noti che per J_t si è ottenuto un valore ridotto di circa il 20% rispetto a quanto valutato in base alla teoria classica della trave. Quest'ultimo risultato è da ascrivere sia al carattere semplificato del modello sia alla presenza di una moderata deformabilità trasversale dell'impalcato.

Il confronto tra le i parametri modali teorici e sperimentali è riportato in: a) Tab. 2 relativamente alle frequenze naturali; b) in Fig. 10 relativamente ad alcune forme modali significative.

Pur non potendo in questa sede (per gli ovvi limiti di spazio) discutere in dettaglio tutti i risultati ottenuti, è possibile concludere che nonostante le semplificazioni insite nel modello descritto, esso mostra un'apprezzabile corrispondenza con i risultati sperimentali sia in termini

Modo	Forma Modale	f_{AVT} (Hz)	f_{FEM} (Hz)	Δ (%)	Modo	Forma Modale	f_{AVT} (Hz)	f_{FEM} (Hz)	Δ (%)
1	DV ⁺	0.825	0.773	-6.30	10	DT	-	4.972	-
2	DV ⁺	1.270	1.325	+4.33	11	DV ⁺	5.664	5.503	-2.84
3	DV ⁺	2.441	2.375	-2.70	12	TT	-	6.908	-
4	DV ⁺	2.905	2.873	-1.10	13	DV ⁻	7.666	7.527	-1.81
5	TL ⁺	-	2.924	-	14	DV ⁻	7.886	7.717	-2.14
6	C3D	-	3.796	-	15	TL ⁺	-	7.661	-
7	DV ⁻	3.882	4.056	+4.48	16	TL ⁻	-	7.934	-
8	DV ⁻	4.004	4.125	+3.02	17	DV ⁺	9.058	8.867	-2.11
9	DV ⁺	4.810	4.890	+1.66	18	DV ⁺	-	9.644	-

Tabella 2 Confronto tra le frequenze naturali calcolate ed osservate

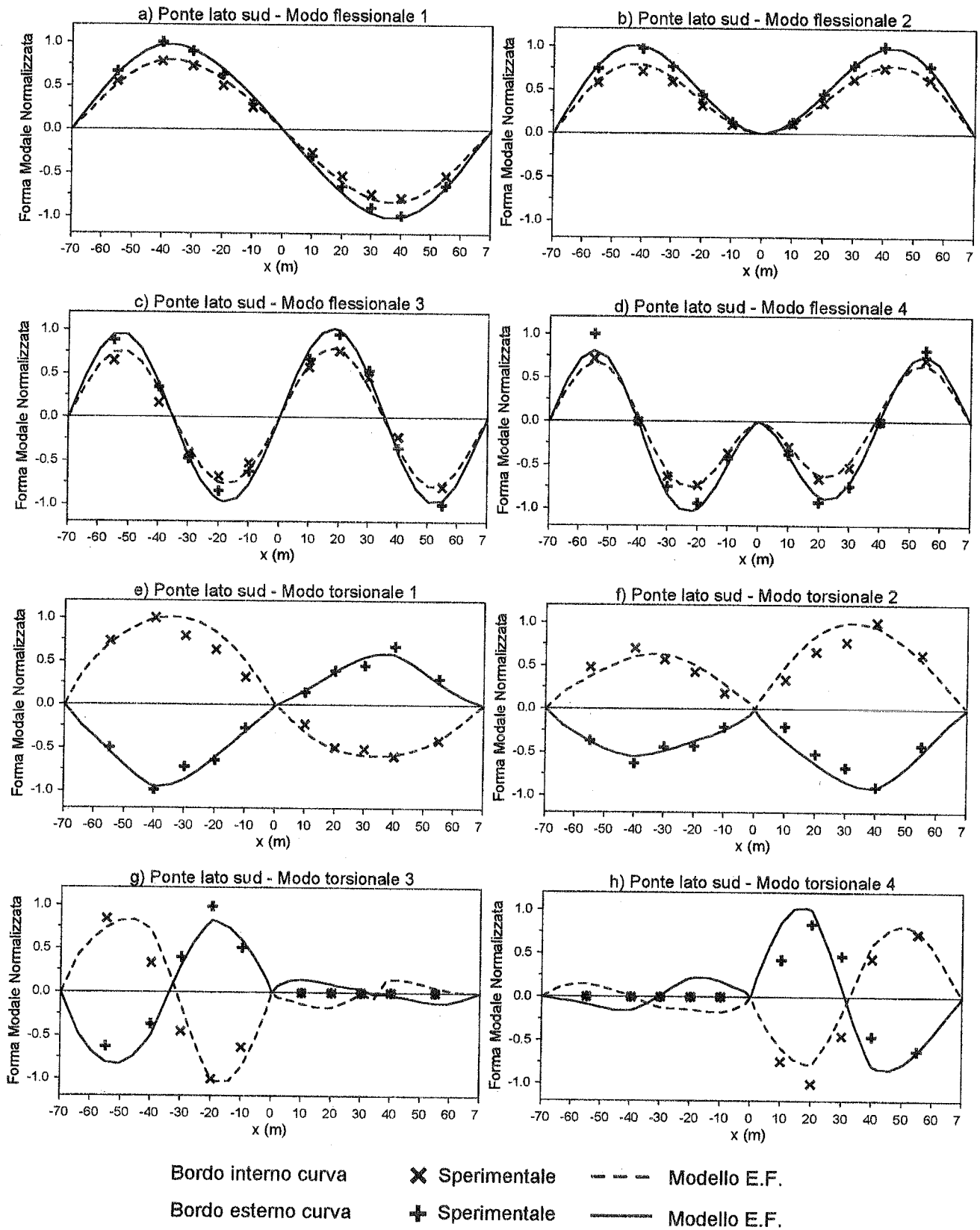


Figura 10 Confronto tra le forme modali calcolate ed osservate: (a) (d) modi flessionali ; (e) (h) modi torsionali

di frequenze naturali (con massima differenza percentuale pari al 6.3%) sia in termini di forme modali (Fig. 10). In particolare, il modello sembra confermare il limitato accoppiamento tra componenti trasversali e verticali rilevato sperimentalmente.

Naturalmente, nell'ambito di frequenza analizzato il modello evidenzia modi di vibrare non osservati sperimentalmente; tali modi (riportati in Tab. 2) possono classificarsi come:

1. Modi trasversali d'impalcato (DT in Tab. 2);
2. Modi longitudinali o trasversali dell'antenna (TL e TT, rispettivamente in Tab. 2)

Infine, vi è un solo modo (C3D in Tab. 2) per il quale si rileva in sede teorica un forte accoppiamento del moto nelle tre direzioni.

Va, ancora, osservato che i risultati sin qui riferiti per il modello di Fig. 9 sono stati confermati [6], sia qualitativamente che quantitativamente, dalle analisi condotte su un secondo modello (già citato in precedenza) in cui l'impalcato è stato simulato in modo più dettagliato mediante elementi bidimensionali dotati di rigidità sia membranale che flessionale.

5. CONFRONTO TRA I DUE PONTI

La metodologia d'indagine descritta in dettaglio al punto precedente con riferimento al ponte strallato posto sul lato sud dell'aerostazione di Milano-Malpensa è stata utilizzata per analizzare il comportamento della struttura gemella posta sul lato nord [4]-[5]. Anche per questo secondo sistema, l'interpretazione delle misure dinamiche ha consentito l'identificazione di 11 modi principali di vibrare.

Come già osservato in precedenza, anche per il ponte lato nord è stato possibile verificare che la stima dei parametri modali ottenuta dall'analisi dei dati da traffico presenta grado di risoluzione ed accuratezza del tutto paragonabile a quello ottenibile da prove di vibrazione libera.

In Tab. 3 viene riassunta la classificazione dei modi identificati delle due strutture e confrontati i parametri modali attraverso la differenza percentuale $|\Delta|$ tra le frequenze modali (avendo assunto come riferimento nell'eq. (7) le frequenze naturali del ponte lato nord) e gli indici *MAC* e *NMD*. L'esame dei valori numerici riassunti in Tab. 3 consente di formulare i seguenti commenti:

1. esiste una corrispondenza uno-a-uno tra i modi individuati delle due strutture;
2. le frequenze naturali del ponte lato sud risultano leggermente più alte delle corrispondenti frequenze della struttura gemella. La discrepanza tra le frequenze è compresa tra il 3.06% ed il 5.92%, con

un valore medio attorno al 4.80%;

3. le forme modali associate ai primi due modi sono praticamente uguali (essendo il *NMD* minore del 3%) laddove gli altri modi presentano un valore medio di *NMD* intorno al 10%.

Inoltre, esaminando la correlazione locale tra le forme modali attraverso il *COMAC*, in modo da individuare le posizioni ove i due insiemi di forme modali maggiormente differiscono, si è ottenuta una distribuzione di valori pressoché uniforme. Infatti, il *COMAC* ha valori compresi tra 0.980 (posizione 6 di Fig. 6) e 0.996 (posizione 16 di Fig. 6).

Pertanto la distribuzione delle differenze tra i due ponti in termini sia di frequenze che di forme modali appare pressoché uniformemente distribuita. Tale uniforme distribuzione nelle differenze tra i parametri modali suggerisce una differenza tra i parametri strutturali dei due sistemi anch'essa distribuita in modo uniforme, quale ad esempio quella associata a differenti valori del modulo elastico di antenna ed impalcato delle due strutture.

L'ipotesi precedente appare supportata procedendo a raffinare i parametri strutturali del ponte lato nord [4]-[5] in modo analogo a quanto fatto per il lato sud. I valori ottimali determinati per i moduli elastici di impalcato ed antenna sono in questo caso:

$$E_D = 3.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_T = 4.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

In base a tali valori, sembra possibile concludere che le antenne dei due ponti hanno sostanzialmente il medesimo modulo elastico, laddove la differenza princi-

Modo Tipo	f_{NORD} (Hz)	f_{SUD} (Hz)	$ \Delta $ (%)	<i>MAC</i>	<i>NMD</i> (%)
DV1 ⁺	0.781	0.825	5.63	0.9995	2.18
DV2 ⁺	1.221	1.270	4.01	0.9992	2.89
DV3 ⁺	2.344	2.441	4.14	0.9986	10.74
DV4 ⁺	2.808	2.905	3.45	0.9931	8.35
DV1 ⁻	3.687	3.882	5.29	0.9935	8.07
DV2 ⁻	3.809	4.004	5.12	0.9904	9.85
DV5 ⁺	4.541	4.810	5.92	0.9877	11.17
DV6 ⁺	5.371	5.664	5.46	0.9926	8.62
DV3 ⁻	7.300	7.666	5.01	0.9843	12.61
DV4 ⁻	7.471	7.886	5.55	0.9732	16.61
DV7 ⁺	8.789	9.058	3.06	0.9889	10.61

Tabella 3 Confronto tra i parametri modali identificati per i due ponti strallati

pale tra i due sistemi sembra discendere da un valore del modulo elastico dell'impalcato del ponte lato nord inferiore di circa il 13% a quello del ponte lato sud.

6. CONCLUSIONI

I due ponti strallati a servizio dell'area partenze del nuovo aeroporto di Milano-Malpensa realizzati in c.a.p. evidenziano la grande attualità ed il ruolo del calcestruzzo nel risolvere problemi di inserimento di infrastrutture in contesti ambientali complessi. Dopo una rapida descrizione delle opere, il lavoro riassume i principali risultati delle indagini dinamiche condotte sulle due strutture.

Il programma di ricerca sperimentale si proponeva come obiettivo principale la valutazione dei parametri modali (frequenze naturali e forme modali associate) dei due sistemi in vista del futuro monitoraggio. In base ai risultati sperimentali è stato possibile verificare sia l'eccellente corrispondenza delle caratteristiche dinamiche osservate con quanto ottenuto in sede teorica, sia l'alto grado di similitudine tra i due manufatti (in linea di principio gemelli).

L'analisi dei segnali registrati ha consentito l'individuazione e la classificazione di 11 modi principali, nell'intervallo di frequenza fino a 10 Hz, per entrambe le strutture. Le frequenze dei modi corrispondenti dei due sistemi sono risultate poco discoste, con uno scarto percentuale massimo inferiore al 6%. Tale similitudine di comportamento è stata, inoltre, confermata dall'analisi delle deformate modali.

Il confronto tra i parametri modali identificati dei due ponti ha, inoltre, evidenziato una distribuzione delle differenze sostanzialmente uniforme. L'analisi di modelli strutturali (i cui parametri sono stati aggiornati in modo da rendere minima la discrepanza con i dati sperimentali) sembra indicare che la modesta differenza di comportamento tra i due sistemi possa ricondursi ad una differenza nel modulo elastico degli impalcati dell'ordine del 10%.

Va, infine rilevato che la disponibilità di dati sia di tipo ambientale che in vibrazione libera ha consentito di verificare che il grado di risoluzione ed accuratezza ottenibile in termini di frequenze e forme modali mediante le suddette due tecniche di prova risulta del tutto paragonabile. Tale circostanza appare di notevole rilievo in un'ottica di monitoraggio (non solo delle strutture analizzate).

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare la C.N.D. s.r.l. nella persona dell'ing. A. Gennari-Santori per l'accurata

conduzione dei rilievi dinamici.

Inoltre, un particolare ringraziamento va all'arch. A. E. Saisi per la preziosa collaborazione durante le analisi e lo studio del ponte lato nord.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R.J. ALLEMANG AND D.L. BROWN (1983). "Correlation coefficient for modal vector analysis", *Proc. 1st Int. Conf. Modal Anal.*, 110-116.
- [2] J.S. BENDAT, A.G. PIERSOL (1993). "Engineering applications of correlation and spectral analysis", 2nd Ed., Wiley Interscience.
- [3] C. GENTILE, F. MARTINEZ y CABRERA (1997). "Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge", *Earthquake Engg. Struct. Dyn.* 26, 41-59.
- [4] C. GENTILE, F. MARTINEZ y CABRERA & A. SAISI (1998a). "Dynamic testing and seismic response of a cable-stayed bridge". *Proc. XI European Conf. Earthq. Engg.*, CD-ROM, Rotterdam: Balkema.
- [5] C. GENTILE, F. MARTINEZ y CABRERA & A. SAISI (1998b). "Dynamic characteristics of a curved cable stayed-bridge: computation and tests". *Studi & Ricerche* 19, 213-239.
- [6] C. GENTILE, F. MARTINEZ y CABRERA (1999). "Full-scale testing of twin curved cable-stayed bridge to compare structural behaviour", *Proc. Eurodyn '99*, 807-812, Rotterdam: Balkema.
- [7] N.A.J. LIEVEN, D.J. EWINS (1988). "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)", *Proc. 6th Int. Conf. Modal Anal.*, 690-695.
- [8] F. MARTINEZ y CABRERA (1990). "Ponte strallato sul nodo ferroviario di Milano-Certosa", *L'Industria Italiana del Cemento*, LX, 429-434.
- [9] F. MARTINEZ y CABRERA, A. COLOMBO, S. ROSSI, R. GENTILE, M. ROSIGNOLI (1997). "Il ponte strallato di via Palizzi a Milano", *Atti Giornate AICAP '97*, 3, 117-126.
- [10] N.M.M. MAYA, J.M.M. SILVA Eds. (1997). "Theoretical and experimental modal analysis", Research Studies Press Ltd.
- [11] T.P. WATERS (1995). "Finite element model updating using measured frequency response functions", Ph.D. Thesis, Department of Aerospace Engg., University of Bristol.
- [12] P.D. WELCH (1967). "The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a method based on time averaging over short modified periodograms", *IEEE Trans. Audio Electroacoust.* 15, 70-73.

PRECOMPRESSIONE ESTERNA. STATO DELL'ARTE IN GERMANIA

Prof. Dr. Ing. Dieter. JUNGWIRTH
DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL, Monaco.

Dott. Ing. Massimo FRUMENTO
DYWIT, Milano

SOMMARIO

Dischinger progettò il primo ponte con precompressione esterna ad Aue nel 1936.

In Germania tuttavia l'applicazione non trovò impieghi, al di fuori del settore dei rinforzi strutturali, poiché fortemente contrastata dalla DIN 4227-3.

Nel 1998 vennero infine emesse delle "Raccomandazioni" per l'impiego esteso alle nuove costruzioni.

La memoria riassume i vantaggi e gli svantaggi di questa tecnologia e ne illustra l'attuale stato dell'arte.

SUMMARY

The first bridge with external prestressing was planned by Dischinger at Aue in 1936.

Owing to DIN 4247-3 in Germany the technology was utilized only for structural reinforcements.

In 1998 Recommendations were issued for new constructions.

Advantages and disadvantages are resumed and the actual state of art is illustrated.

1. INTRODUZIONE

Allorquando l'argomento venne trattato dagli stessi autori, in occasione delle "giornate AICAP '91" di Spoleto, erano di attualità interventi di rinforzo di impalcati da ponte e i primi ponti con precompressione esterna allora realizzati in Germania.

Nel 1998 il Ministero dei Trasporti tedesco ha emanato la "Direttiva per ponti in calcestruzzo con precompressione esterna" regolarizzando, così questa tipologia costruttiva [1].

Impalcati a cassone con cavi tradizionali iniettati e posti nelle nervature sono stati penalizzati negli appalti concorso in misura del 5% ovvero addirittura vietati.

Le motivazioni addotte dai Committenti sono la cattiva qualità del calcestruzzo delle nervature e le difettose iniezioni dei cavi con costi di manutenzione conseguentemente troppo elevati. Inoltre la flessibilità di eventuali rinforzi è stata ritenuta insoddisfacente.

Queste decisioni, piuttosto che eliminare ulteriori fonti di errore, hanno destato grandi perplessità. Sono

stati condotti ulteriori approfondimenti e organizzati incontri ad es. [2].

Ne è risultato un posizionamento più equilibrato che verrà nel seguito illustrato.

2. LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA IN GERMANIA

- 1936 Primo ponte precompresso esternamente ad Aue, Sassonia su progetto di Dischinger
- Dopo 30 anni applicazione in tutto il mondo con successo della tecnologia, economicamente vantaggiosa, basata sui conci prefabbricati con precompressione esterna. In Germania questo sistema costruttivo venne dapprima proibito secondo la norma DIN 4227,3, per via della molto elevata precompressione e della prescrizione di avere cavi aderenti e quindi collaboranti colla struttura.

Recentemente sono state emesse le

“Raccomandazioni per ponti a conci prefabbricati con cavi esterni” secondo gli standard internazionali [3].

- 20 anni fa è iniziata l'applicazione di cavi esterni per il rinforzo di ponti.
- 10 anni fa prima applicazione per la riqualifica di un impalcato a cassone, maggiori costi dal 5 al 15%, manutenzione più economica.
- Un anno fa emissione delle già citate direttive ministeriali che consigliano l'uso di cavi esterni negli impalcati cassone.

3. PRINCIPALI PRESCRIZIONI DELLE DIRETTIVE [1 E 4], VALIDE SOLO PER SEZIONI SCATOLARI

- I sistemi di precompressione devono essere ispezionabili, ritesabili e sostituibili.
- Devono essere previsti cavi di riserva per successivi rinforzi.
- Valgono le norme relative al cemento armato sottoposto a sforzo normale (Structural Concrete), per cui sono ammesse fessure in fase provvisoria e di esercizio.
- Lo sforzo di pretensione va dosato in modo che sotto l'effetto del peso proprio, della precompressione esterna, di un terzo dei carichi accidentali, ritiro e fluage nonché rilassamento dell'acciaio, non si verifichino tensioni di trazione.
- Nessuna precompressione esterna in direzione trasversale, è permesso il monotrefolo non aderente interno alla struttura.
- Massima pretensione limitata a 0,7 del carico di rottura, massima lunghezza dei cavi 200 m, massima forza del cavo 3 MN, calcestruzzo B35 e

B45, spessore minimo nervatura 40 cm per altezze maggiori di 4 m.

- Assorbimento della forza di precompressione esterna mediante il modello di calcolo a traliccio con forza ammissibile nell'armatura lenta in esercizio pari a $f_y/2,8$.
- E' permesso unicamente l'impiego di cavi esterni omologati. La tolleranza di montaggio è di 3°.
- E' permesso l'utilizzo di un sistema di precompressione misto con cavi esterni e cavi tradizionali resi aderenti con iniezione purché non posti nelle nervature. In questo caso valgono le DIN 4227,1. In caso di precompressione trasversale tradizionale devono essere previste guaine in PE/PP.

4. VANTAGGI E SVANTAGGI DELLA PRECOMPRESSIONE TRADIZIONALE E DI QUELLA NON ADERENTE (CAVI ESTERNI)

La tabella 1 descrive i vantaggi e svantaggi della precompressione esterna, la tabella 2 la situazione dei cavi tradizionali. E' compito del Progettista la scelta di volta in volta più adeguata ed economica tra i due sistemi, ovvero la loro combinazione con riguardo all'intera vita della struttura. Per ulteriori dettagli vedere [5].

Tabella 1 : cavi esterni

Vantaggi

- Nervature senza cavi, peso ridotto, alta qualità del calcestruzzo, nessun tubo sfiato.
- Cavi con elevata protezione dalla corrosione anche in stato fessurato.
- Accessibilità per controllo.
- Possibilità di ritrattatura e rinforzo.
- Sostituibilità (trefolo per trefolo)
- Economicità del procedimento costruttivo a conci prefabbricati.
- Attriti ben definiti anche nelle deviazioni.
- Ammissibile un più elevato livello di pretensione pari a 0,7 fpt in quanto migliore protezione dalla corrosione.
- Ridotta fatica sotto carichi accidentali.
- Montaggio in qualunque condizione atmosferica.

Svantaggi

- Rischio danneggiamento, esposizione alle intemperie.
- Protezione antincendio e antivandalismo da specificare.
- Nessuna riserva dovuta all'aderenza, tutta la forza sull'ancoraggio.

- Limite di snervamento dell'acciaio difficilmente sfruttato, per cui maggiore quantità armatura lenta, maggiori costi, ma migliore ripartizioni fessure.
- Ridotto braccio di leva delle forze interne.
- Ancoraggi e deviazioni costose.
- Tensioni secondarie e nella struttura nei punti di applicazioni delle forze.
- L'acciaio da precompressione non collabora alla ripartizione delle fessure.
- Montaggio dei cavi impegnativo.

Tabella 2 :cavi tradizionali resi aderenti coll'iniezione. Situazione.

- Necessaria esperienza
- Necessario elevato livello qualitativo di esecuzione
- Costi ridotti
- Sistema dotato di riserve
- Necessità di sorveglianza e manutenzione

5. CRITERI PER LA PROGETTAZIONE DI CAVI ESTERNI

Per la determinazione delle distanze dai bordi, nonché dagli interassi degli ancoraggi come pure per l'armatura di frettaggio, vanno eseguite le prove sul complesso di ancoraggio secondo le raccomandazioni DIBT oppure FIP valide per la precompressione tradizionale. La forza viene così introdotta nella struttura in modo sicuro.

Per cavi esterni la trasmissione della forza alla struttura può essere realizzata in modo non ottimale tramite mensole (Fig. 1), (maggiore diametro per il canale di entrata, applicazione del carico indiretta con trazioni trasversali nella zona di trasmissione).

Di conseguenza il Comitato Tecnico di Berlino ha proposto di ridurre la portata al 75% rispetto ai cavi tradizionali, in mancanza di più accurate verifiche. Al momento sono in corso prove di laboratorio presso l'Università Tecnica di Lipsia per poter adattare le attuali prove di omologazione.

Deve essere garantita la taratura e la sostituzione dei cavi.

L'accessibilità nella zona dei traversi va appositamente studiata.

I sistemi di protezione dalla corrosione devono essere sovrabbondanti, robusti, resistenti alla temperatura e ai raggi UV.

Inoltre devono resistere al fuoco, danneggiamenti o vandalismo. Nel caso i cavi siano posti in cassoni chiusi gli influssi negativi diminuiscono, ma in ogni caso non è ammissibile che il rivestimento in PE dei trefoli venga danneggiato dal calore delle lampade o che la guaina in PE sia facilmente danneggiabile essendo l'unica protezione dalla corrosione.

Sistemi utilizzando il grasso hanno il vantaggio di essere confezionati in stabilimento, non offrono però alcuna protezione attiva di tipo alcalino come la boiaccia cementizia.

Il grasso è soggetto a forti variazioni volumetriche per effetto termico, può separarsi, assorbe acqua e spesso contiene agenti corrosivi (ad es. S2).

Sinora, tramite prove a fatica, si è verificato che trefoli o fili, curvati sulla sella secondo progetto, pur in presenza di punti angolosi accidentali, non danneggiano la protezione. Oggi tuttavia si sa che gli scorrimenti e le compressioni radiali dovuti alla tesatura, sotto carico costante, associate alle pieghe accidentali causano sollecitazioni dannose. A riguardo sono in corso prove mirate. Le prove di omologazione vengono di conseguenza modificate (Fig. 2). Quale deviazione involontaria viene prescritto un angolo di 3° per tutte le deviazioni.

I problemi di attrito, piccoli seppur importanti, come eventuali attriti interni o esterni, sono diversi da cavo a cavo. Viene richiesta una previsione chiara e precisa che va verificata alla prima utilizzazione.

Possono trovare impiego gli ancoraggi intermedi di tipo flottante. Anche per questi occorre considerare un errore angolare involontario di 3°.

Non sempre si vuole, in caso di piccole deviazioni e curvature, prevedere selle di deviazione. Allora il sistema deve essere in grado di tollerare errori di posa e piccole deviazioni di progetto. Si prova, ad es. come in (Fig. 2), con 5° di deviazione all'ancoraggio a tendere, di cui 2° di deviazione di progetto e 3° di errore.

6. ESEMPI DI CAVI ESTERNI E CAVI NON ADERENTI

I sistemi in uso possono così riassumersi :

- cavi preconfezionati con guaina PE, grasso, acciaio [SUSPA]
- trefoli doppiamente estrusi (banda CMM), o in alternativa monotrefolo in guaina piatta saldata in PE [VT, DYWIDAG, SCHAEFER] ad es. (Fig. 5)
- guaina PE, boiaccia cementizia, monotrefolo [DYWIDAG, BILFINGER + BERGER] ad es. (Fig. 3.4)
- guaina PE, distanziatore, boiaccia cementizia, trefoli nudi [DYWIDAG, FREYSSINET, VSL] ad es. (Fig. 4)

Per monotrefolo s'intende il singolo trefolo ingrassato e viplato con PE.

I cavi preconfezionati di elevata qualità hanno limiti di peso e montaggio (gru, varchi di infilaggio). Il primo cavo esterni omologato in Germania (tipo W, Fig. 3) è una soluzione classica multifunzionale con monotrefoli, iniezione di boiaccia e guaina esterna in PE. I trefoli sono sostituibili singolarmente e, per mezzo del distanziatore, singolarmente annegati nella boiaccia. Il cavo è robusto e soddisfa in maniera ottimale a tutte le caratteristiche richieste. E' altresì dotato di giunzioni.

In alternativa il tipo MC (Fig. 4) costituisce una versione semplificata con trefoli nudi, iniezione di boiaccia cementizia (i distanziatori assicurano un ricoprimento adeguato) e guaina esterna in PE. Il cavo è già omologato in Francia. Il tubo di deviazione è rinforzato, armato e prefabbricato.

La banda CMM a doppia estrusione (confezione in stabilimento) di (Fig. 5) può essere combinata coll'ancoraggio di (Fig. 3). Anche per questa tipologia esistono deviatori e giunzioni. Occorre fare attenzione all'attrito esterno nelle deviazioni per evitare che l'attrito interno dei singoli trefoli, sotto pressione trasversale, danneggi il rivestimento.

Come nei solai precompressi, anche nei ponti sono state realizzate precompressioni trasversali con monotrefoli, talora riuniti in bande. In Austria si è addirittura rinunciato ai costosi pettini.

Un ulteriore sviluppo è costituito da cavi monotrefolo in guaine iniettate interne alla sezione (Fig. 6).

Essi sono sostituibili ed evitano alcuni inconvenienti dei cavi esterni (vedere tabella 1). Cavi a barre non aderenti, utilizzati largamente soprattutto nei rinforzi strutturali, non vengono qui approfonditamente trattati.

Cavi a trefoli nudi, iniettati di boiaccia in guaine PE/PP piatte o rotonde, offrono una protezione supplementare (eventualmente con isolamento elettrico, Fig. 7). Questi cavi non collaborano alla ripartizione delle fessure e per la fatica. E' in preparazione una direttiva FIB per le guaine in PE /PP.

7. RIPARTIZIONE DEL CARICO SULLA SEZIONE DELL'IMPALCATO

A questo punto si pone il problema della ripartizione della precompressione eccentrica dovuta ai cavi esterni sulla sezione dell'impalcato. La mensola (Fig. 1) assolve la duplice funzione di introdurre il carico, nonché ripartirlo. L'analisi della funzione di ripartizione è stata affidata al Dipartimento Tecnico DYWIDAG con l'Università Tecnica di Karlsruhe-Aachen.

Il modello in (Fig. 8) serve a delineare i problemi delle tensioni secondarie, dell'andamento delle

isostatiche e del dimensionamento dell'armatura lenta di cucitura secondo $f_y/2,8$.

A causa dei momenti secondari (vedere anche (Fig. 10) si creano elevate tensioni locali. Tramite una nervatura aggiuntiva la sollecitazione flessionale con relativa possibile fessurazione viene ridotta.

8. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Contrariamente alla precompressione tradizionale quella esterna viene posizionata dopo la scasseratura (tabella 3). In caso di sistemi misti, utilizzando entrambi i tipi di precompressione, la precompressione parziale per impedire la fessurazione può essere conferita successivamente.

Occorre prevedere lo spazio per i martinetti ed eventualmente si devono utilizzare rinvii curvi ovvero cavi tipo M (tesabili da punti intermedi (Fig. 9).

Tabella 3 : Sequenza costruttiva per precompressione interna ed esterna

Precompressione interna

- Montaggio casseri
- Posa armatura lenta
- Posa guaina
- Getto, indurimento
- -
- -
- Precompressione parziale , totale
- Smontaggio casseri

Precompressione esterna

- Montaggio casseri
- Posa armatura lenta
- -
- Getto, indurimento (tensioni di ritiro)
- Smontaggio parziale casseri (fase critica)
- Montaggio cavi esterni (fase critica)
- Precompressione parziale, totale
- Smontaggio casseri

La (Fig. 10) mostra un tipico percorso cavi per un ponte su centina con precompressione esterna. Per campate maggiori (Fig. 11) per problemi di spazio si possono utilizzare solo sistemi misti di precompressione tradizionale ed esterna. Il classico procedimento a sbalzo (Fig. 12) viene precompresso in modo tradizionale, raramente col sistema misto. Nel procedimento a conci prefabbricati (Fig. 13) trova ulteriore impiego il procedimento misto.

Nel campo dei rinforzi strutturali i cavi esterni trovano largo impiego insieme all'uso delle precompressioni trasversali di cucitura per assicurare l'applicazione della forza di precompressione (Fig. 14).

9. COSTI

E' certamente comprensibile che i cavi esterni, concepiti come a par. 5, anche per grosse quantità siano più costosi di quelli tradizionali (vedere tabella 4).

I costi sono più elevati dal 50 al 100%.

Anche i ridotti bracci di leva portano ad un aumento delle quantità. Di contro in Germania sono ammissibili tensioni più elevate nei cavi (70% invece che 55% del carico ultimo). I soli traversi di campata per l'ancoraggio e il rinvio dei cavi comportano un maggiore onere tra 2 e 4%. Un ulteriore risparmio nell'acciaio da precompressione deriva dalla possibilità di ammettere tensioni di trazione più elevate nel calcestruzzo in fase costruttiva e finale.

Ciononostante il costo totale di costruzione con precompressione esterna risulta (ad eccezione delle costruzioni a segmenti) più elevato dal 5% al 15%.

Il Committente ipotizza minori costi di manutenzione e una maggiore flessibilità in caso di successivi necessari rinforzi (ciclo di vita-analisi costi; costo totale)

Tabella 4 : raffronto economico (L=45 m, due deviazioni)

Cavo tradizionale iniettato :	100%
Cavo esterno tipo W (monotrefolo, boiaccia, PE) :	225%
Cavo esterno con banda CMM :	220%
Cavo esterno tipo MC (trefolo, boiaccia, PE) :	145%
Cavo esterno trefolo o filo, grasso, PE :	144%

10. CONCLUSIONI

Non esiste alcuna regola generalmente applicabile.

Il Progettista deve scegliere la soluzione di volta in volta più adatta a seconda del procedimento costruttivo, della luce delle campate, e della lunghezza del ponte.

Le caratteristiche dei cavi esterni e le relative soluzioni costruttive sono oggetto di continuo sviluppo e miglioramento. Lo scopo deve essere una maggiore durabilità e flessibilità per successivi rinforzi. Molto promettente appare la combinazione di cavi esterni e cavi tradizionali. La tecnica d'iniezione, infine, può essere ancora ulteriormente affinata.

Per tutti i tipi di precompressione è comunque necessaria una elevata competenza a partire dalla progettazione sino alla fornitura dei materiali ed ,infine, alla esecuzione .

11. BIBLIOGRAFIA

- [1] Direttive per ponti in calcestruzzo con precompressione esterna; Reg. Nr. 5.42, ARS 29/98; StB, 25/38.55.10-61,10T98II
- [2] Workshop Betontag Berlino 1999, Deutscher Beton-Verein Wiesbaden
- [3] Raccomandazioni per ponti a conci prefabbricati con cavi esterni; 1998, Deutscher Beton-Verein Wiesbaden
- [4] STANDFUSS, F. HAVERESCH, K.H. e A. : 1993, Commenti alle Direttive per ponti in calcestruzzo con precompressione esterna; Beton-und Stahlbetonbau, quaderno 9
- [5] EIBL, J., IVANYI, G., BUSCHMEYER : Precompressione non aderente, tecnica e impiego, Betonkalender, 1995 II, S. 739

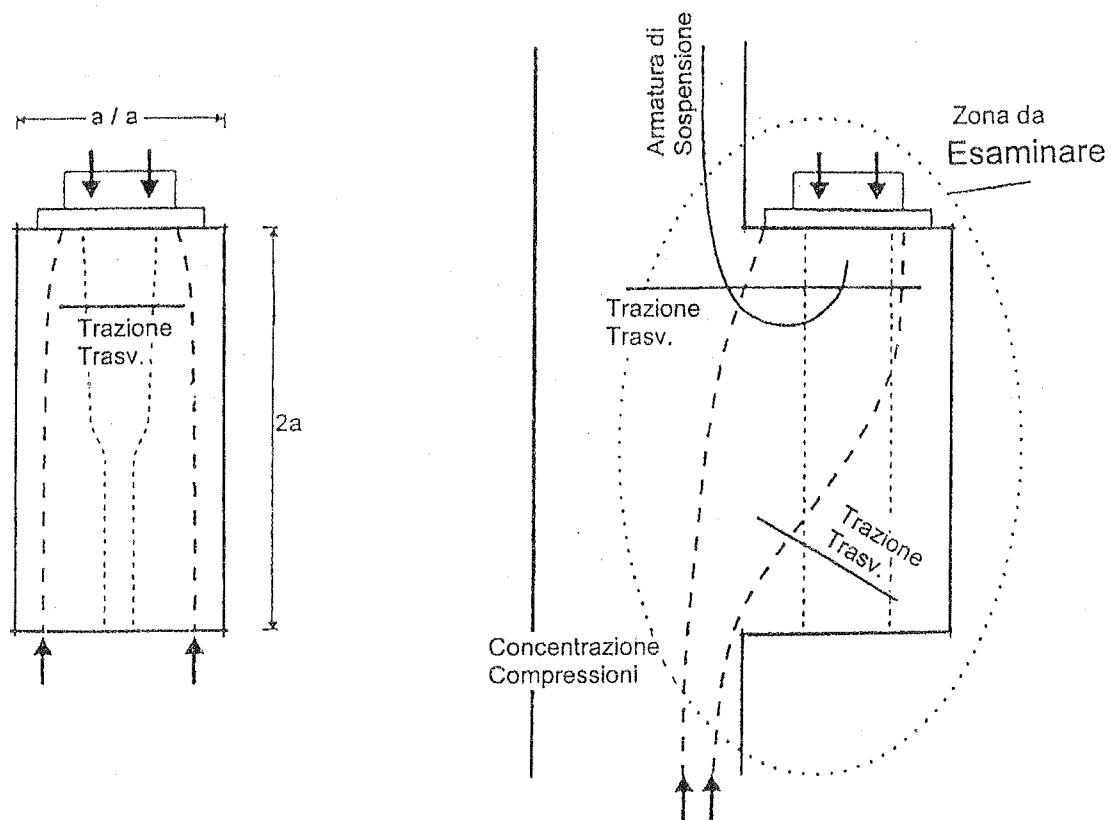


Fig. 1

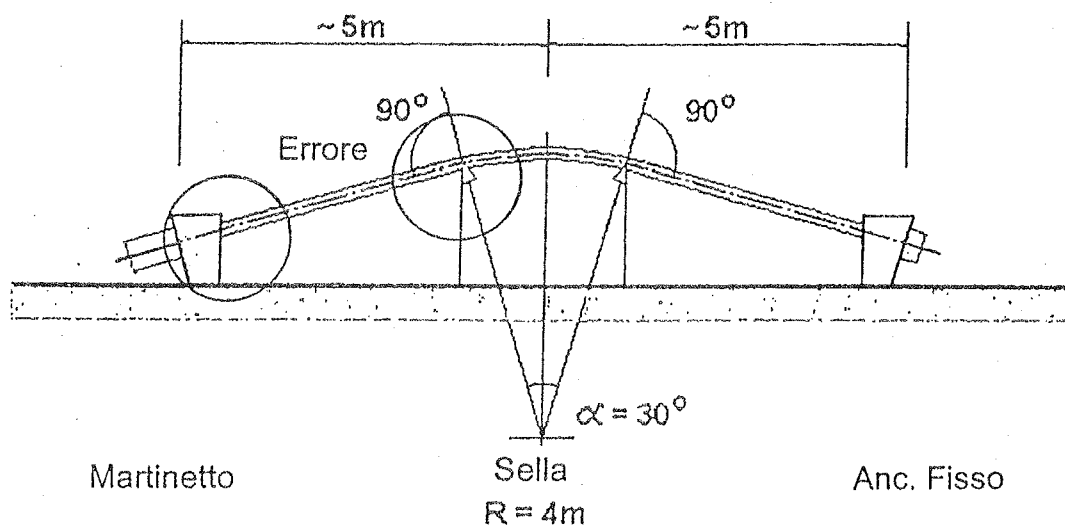


Fig. 2 Attrezzatura di Prova

PRECOMPRESSIONE ESTERNA DYWIDAG

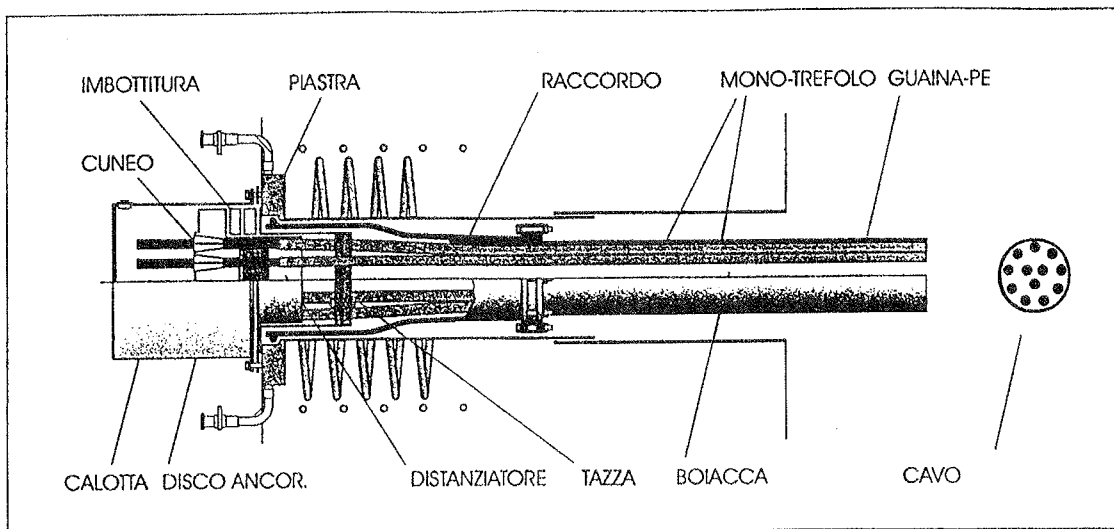


FIG. 3

ANCORAGGIO TIPO W

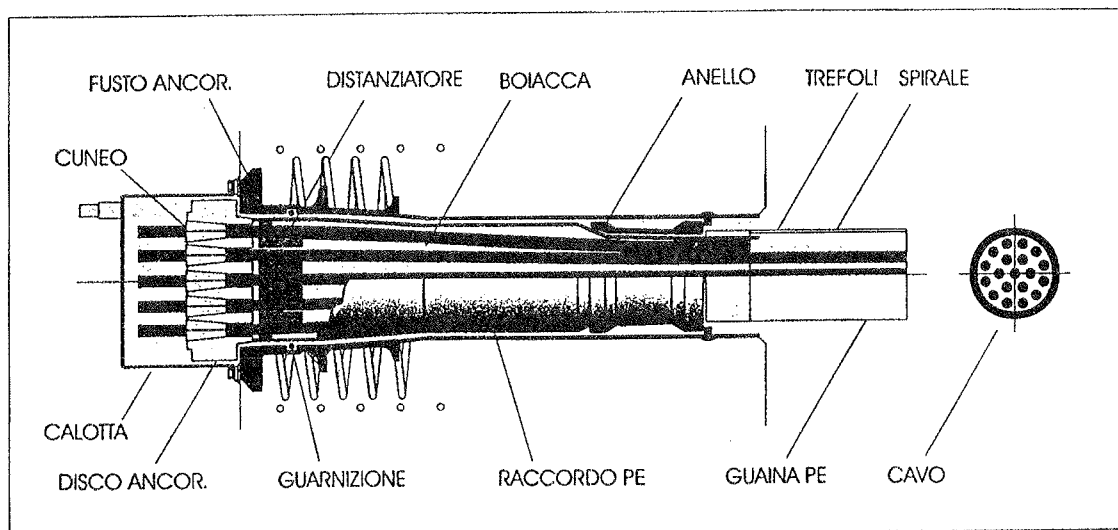


FIG. 4

ANCORAGGIO TIPO MC

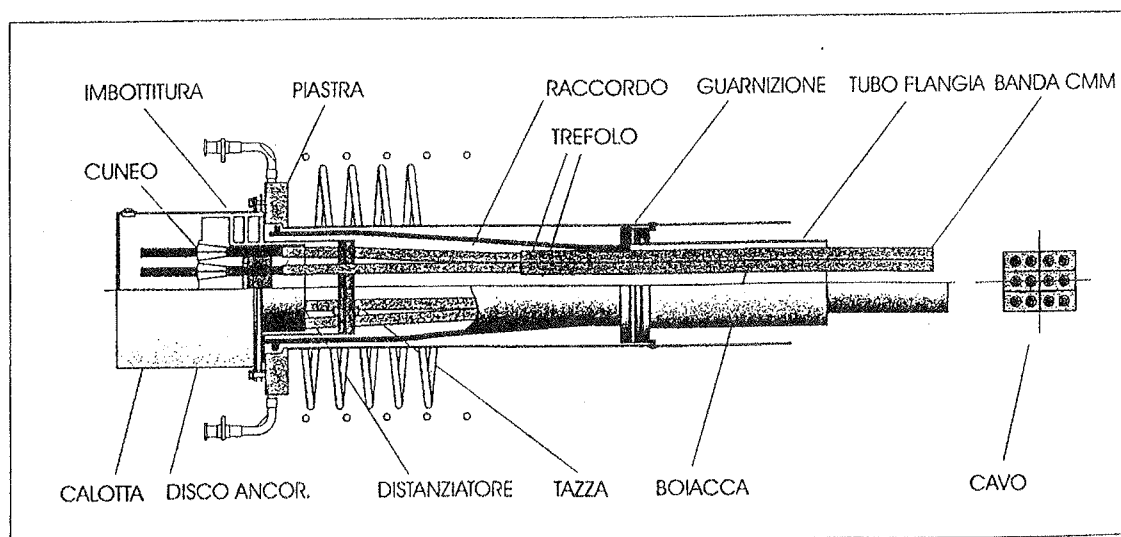


FIG. 5

ANCORAGGIO TIPO W+CMM

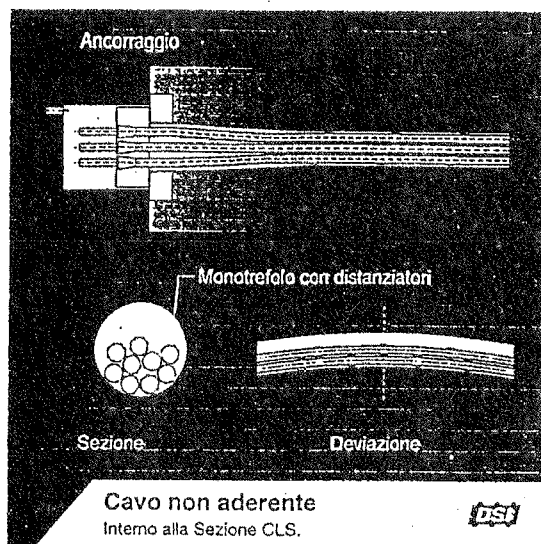
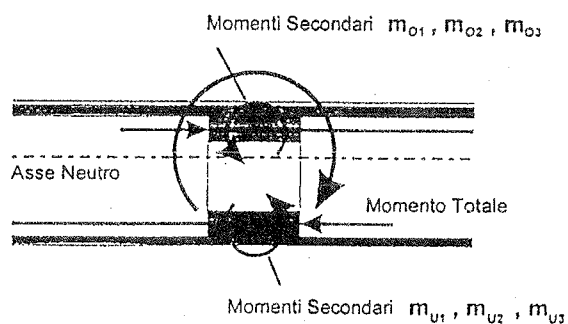
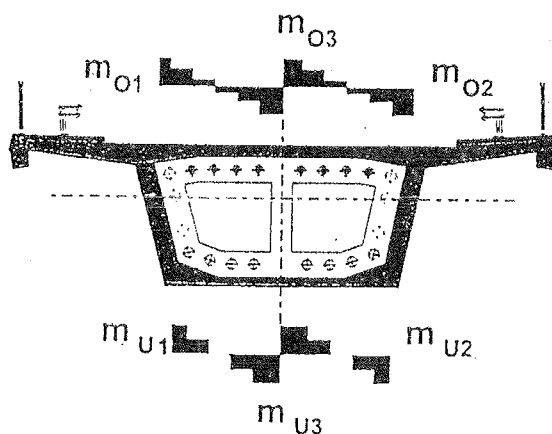


Fig. 6



Fig. 7



Introduzione Forze Migliorata
Sistema Deformato con Trasverso Long.

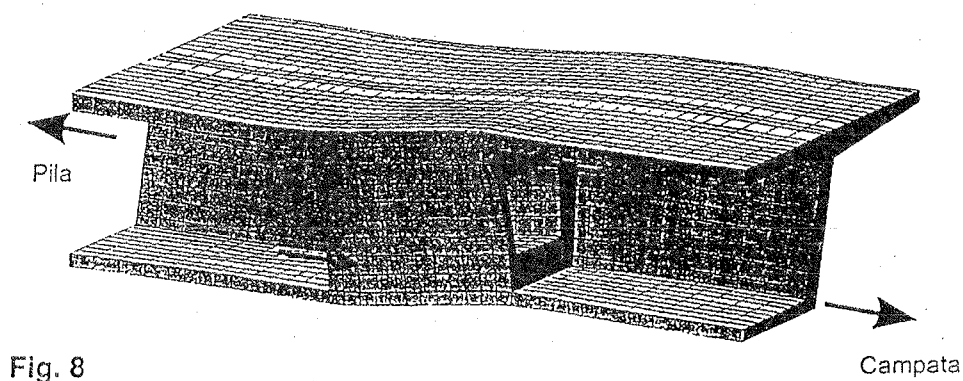


Fig. 8

Applicazione Cavi DYWIDAG

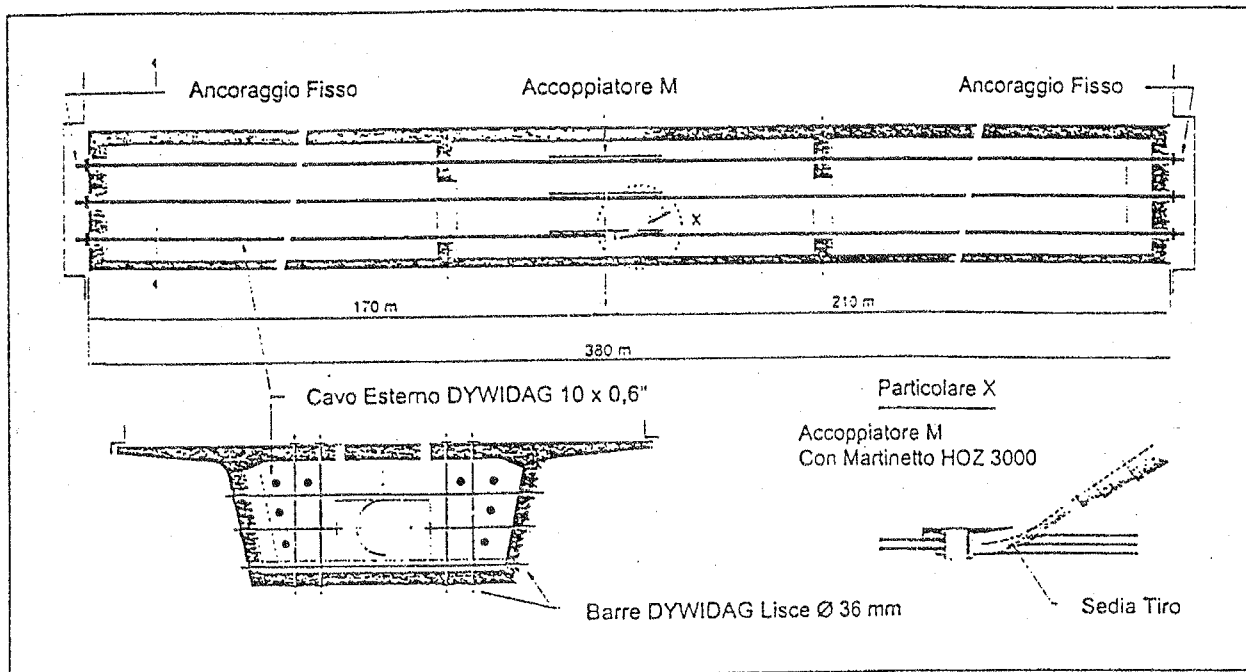


Fig. 9

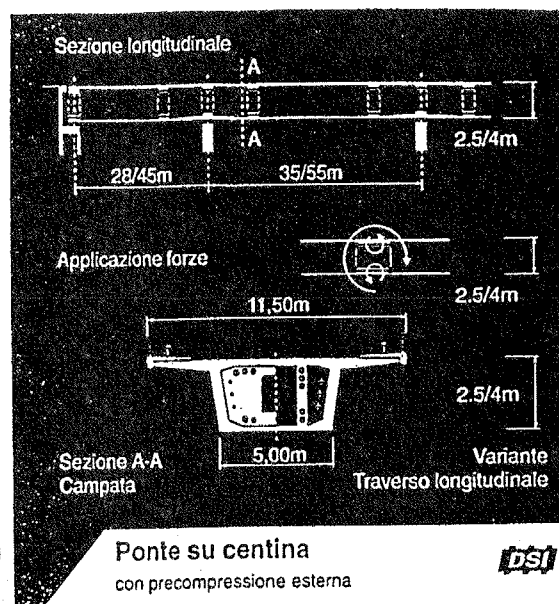


Fig. 10

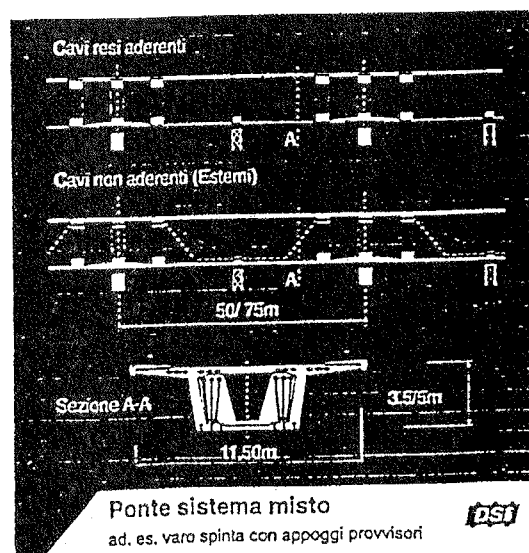


Fig. 11

Fig. 12

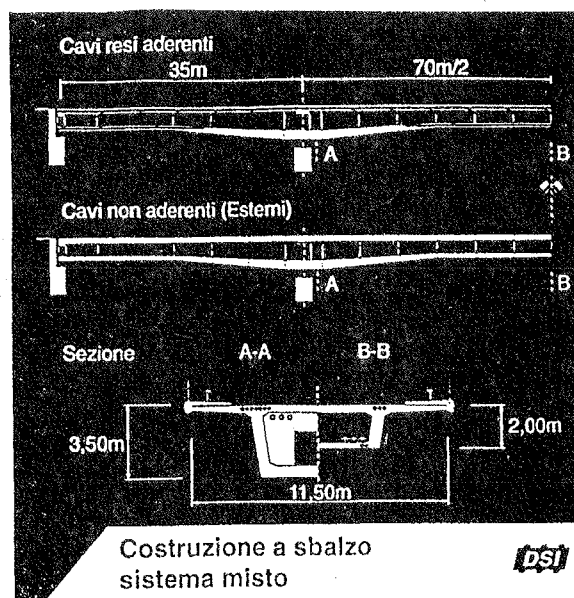


Fig. 13

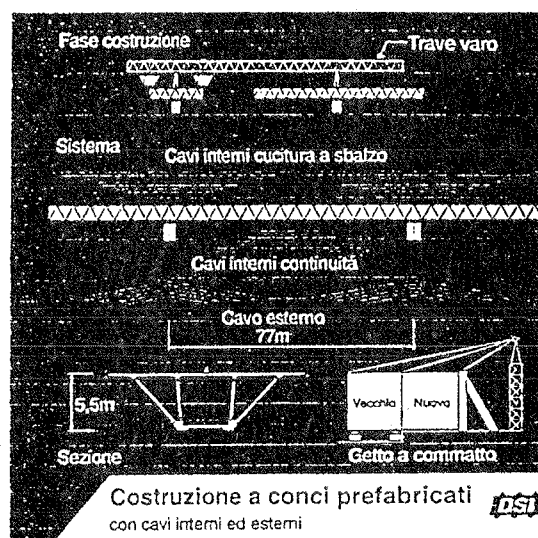
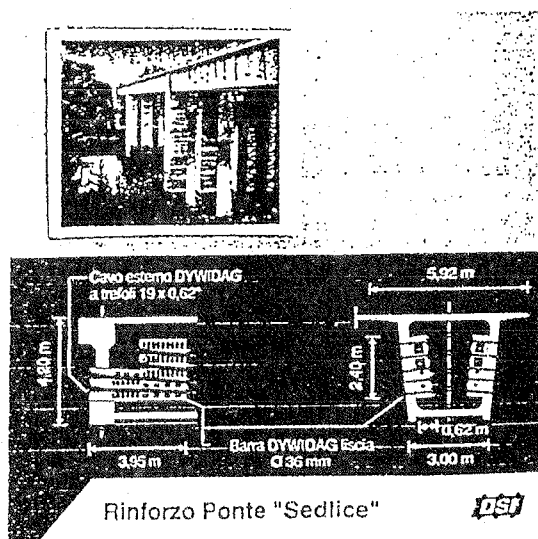


Fig. 14



ASPETTI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI PONTI STRALLATI DI ACCESSO ALL'AEROSTAZIONE DI MALPENSA 2000

Pier Giorgio MALERBA

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Udine.

Francesco MARTINEZ Y CABRERA

Ordinario di Teoria e Progetto di Ponti
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

I viadotti di accesso all'aerostazione di Malpensa 2000 sono costituiti da due ponti strallati su (70+70)m di luce, con antenna centrale ed impalcato ad asse circolare. In questo lavoro si dà un quadro delle analisi strutturali svolte per definire le grandezze necessarie al dimensionamento ed alle verifiche dell'opera.

SUMMARY

The access to the new air terminal of Malpensa 2000 runs through two cable stayed bridges having a central antenna and two curved decks, spanning (70+70)m. In this paper a resume of the structural analyses carried out in designing the structures is presented.

1. INTRODUZIONE

L'aerostazione di Malpensa 2000, sita nei pressi di Gallarate, in Provincia di Varese, si sviluppa a lato del preesistente sedime aeroportuale, su di un fronte di circa 800m. L'edificio ha pianta centrale rettangolare e due brevi ali di estremità, ruotate di 45° rispetto all'asse dell'aerostazione (Fig.1). Su queste ali si innesta la viabilità di accesso e di uscita, secondo un profilo che si raccorda con continuità al traffico proveniente dalla viabilità ordinaria. Sul fronte lato aria sono stati finora realizzati due dei tre satelliti, previsti per l'attracco degli aeromobili. Sul fronte lato terra sono presenti un parcheggio e la stazione ferroviaria. L'impianto aeroportuale è stato dimensionato per un traffico di dodici milioni di passeggeri/anno.

2. L'ACCESSO VIABILE ALL'AEROSTAZIONE

La viabilità a servizio dell'aeroporto intercontinentale di Milano-Malpensa presenta uno sviluppo simmetrico rispetto ad un ideale piano verticale che seziona la mezzanina dell'aerostazione e degli edifici antistanti, che ospitano il parcheggio da cinquemila posti auto e la stazione ferroviaria.

Il piano delle partenze, il piano degli arrivi e l'accesso al parcheggio interrato si sviluppano a quote differenziate, secondo schemi progettuali comuni ai moderni aeroporti, che destinano alle partenze il piano superiore. La viabilità di accesso e di uscita presenta

inoltre, planimetricamente, percorsi avvolgenti prima di immettersi in quota sul fronte dell'aerostazione.

Nel caso dell'aeroporto di Malpensa 2000 è prevista anche una viabilità frontale, antistante la stazione ferroviaria, e che, tra l'altro, riveste una fondamentale funzione di raccordo tra i vari edifici a carattere subalterno, quali la centrale tecnologica, l'info center, i piazzali esterni laterali, adibiti a parcheggio, ed altro.

Arrivando all'aerostazione tali percorsi stradali abbandonano la complanarità e si diversificano secondo tre direttrici altimetriche e planimetriche, pur rispettando il piano di simmetria di riferimento. Il percorso di accesso e di uscita della quota arrivi si sviluppa lungo la direttrice planimetricamente più esterna, transitando su due ponti strallati con pianta ad arco circolare di 100m di raggio e di lunghezza pari a 140m. (Fig. 2).

La scelta strutturale è emersa dopo varie proposte progettuali, mirate sia alla funzionalità dell'opera, sia al suo inserimento in un contesto ambientale che esige una fusione formale delle opere stradali con le strutture cui sono a servizio.

Un'opera convenzionale, a limitata altezza di impalcato, avrebbe richiesto una serie di pilastri, i quali rischiavano di chiudere "a catino" gli spazi antistanti l'aerostazione. Un'opera di grande luce, pur riducendo il numero di pilastri, avrebbe comportato altezze degli elementi portanti eccessive, dando vita a fasce laterali che avrebbero, anche se in modo diverso, sottolineato una diaframmatura degli spazi interessati.

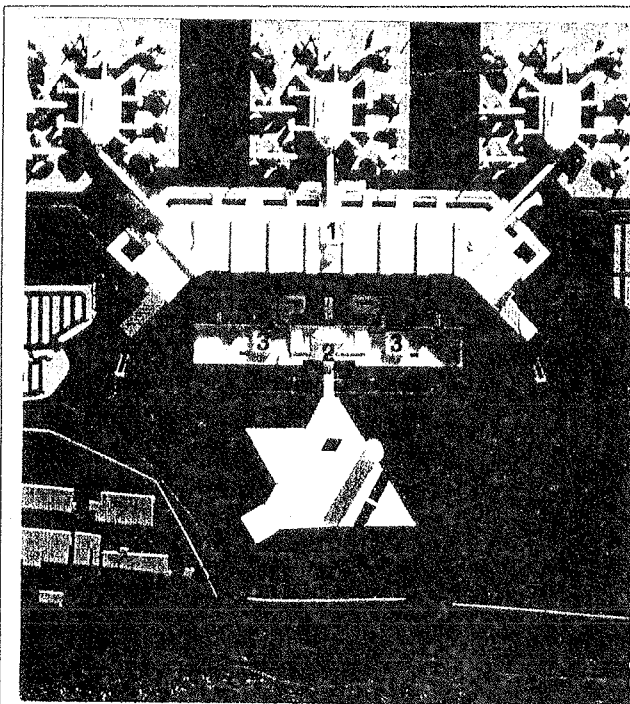


Fig. 1. - Vista complessiva della viabilità di accesso all'aerostazione.

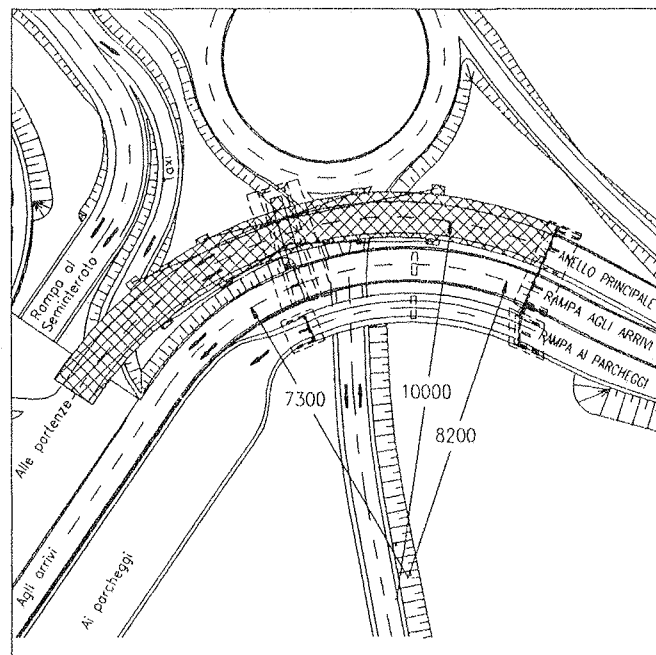


Fig. 2. - Inserimento del ponte nell'anello principale di accesso al settore partenze.

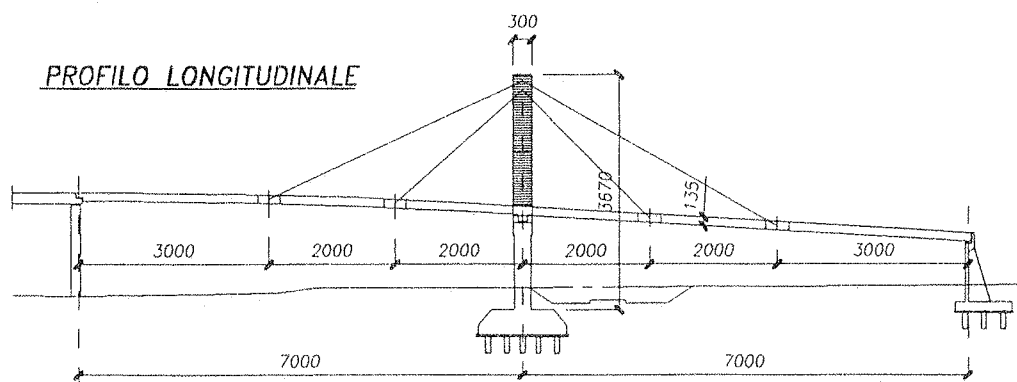


Fig. 3 - Profilo longitudinale.

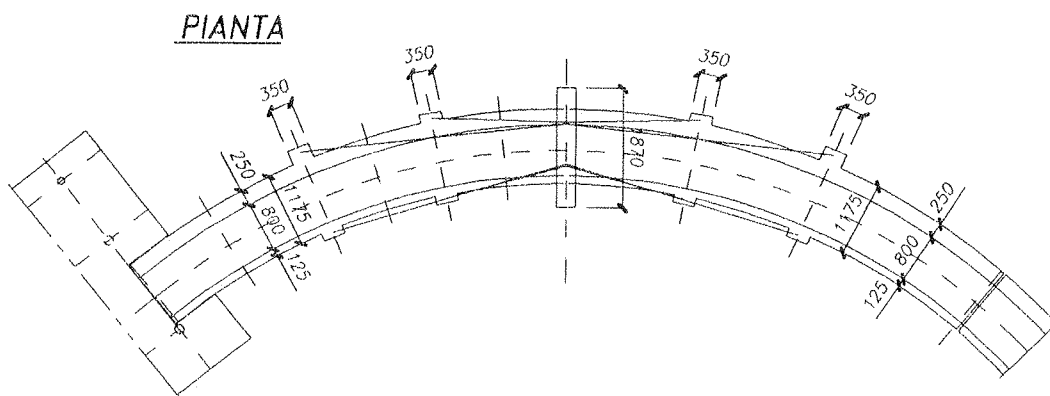


Fig. 4 - Pianta.

Un ponte strallato a schema speciale, ovvero ad elica cilindrica, con un minimo ingombro di impalcato ha, di fatto, fornito la soluzione a vari problemi, caratterizzando e delimitando, anche con la tipologia scelta per le antenne, il percorso che raccorda la viabilità esterna con l'aerostazione. La Foto 1 mostra una delle due opere.

3. LA CONCEZIONE DELL'OPERA

L'impalcato. Il ponte si sviluppa su una luce di 140.0m, con due campate ad elica, ciascuna con uno sviluppo circolare di 70.00m. L'impalcato, con larghezza complessiva di 11.75m, è costituito da una sezione a cassone a cinque celle in calcestruzzo precompresso posteso, con altezza di 1.35m, e profilo raccordato da fianchi curvi alle due estremità (Figure 3 e 4).

In direzione trasversale l'impalcato è dotato di due traversi alle estremità sugli appoggi, due traversi per ciascuna campata ed un traversone centrale in corrispondenza dell'antenna. Tutti i traversi sono in spessore di impalcato e fuoriescono lateralmente con le testate di attacco degli stralli. (Figure 5 e 6).

Sia l'impalcato, sia i traversi sono precompressi con cavi post-tesi tipo Freyssinet composti da trefoli da 0.6". L'impalcato è stato gettato in opera, su di un cassero convenzionale. In Fig.5 è riportato schematicamente il tracciato orizzontale dei cavi di precompressione.

L'antenna. L'antenna è sagomata a portale, con ritti subverticali a sezione rettangolare (Fig. 6). La parete inferiore è alleggerita da un'apertura centrale. I ritti arcuati sono collegati superiormente ad un dispositivo in acciaio per l'ancoraggio degli stralli. L'antenna ha un'altezza globale dalla quota del terreno di 36.70m.

Stralli ed Appoggi. Gli stralli, in numero di due per campata, sono disposti a ventaglio, con i vertici di ancoraggio in sommità leggermente sfalsati in altezza. Gli stralli lunghi sono composti da 77 trefoli da 0.6" ed hanno un'inclinazione media di 27°; quelli corti sono composti da 33 trefoli da 0.6" ed hanno un'inclinazione media di 43°.

Fondazioni e Appoggi di Estremità. Le fondazioni sono di tipo indiretto su pali di diametro Ø120cm. Le alte sollecitazioni trasmesse al terreno, pur di ottime caratteristiche, hanno consigliato di adottare una tipologia fondazionale poco deformabile, anche in considerazione della tipologia degli appoggi laterali, comunque poco impegnati. Tali appoggi sono costituiti, all'estremità inferiore del ponte, da una spalla a fondazione diretta ed all'estremità superiore da un ulteriore appoggio elastico, ricavato a sbalzo dell'impalcato a quota arrivi. I dispositivi di appoggio sono in neoprene-teflon. E' presente anche un vincolo verticale, che contrasta in asse antenna le spinte orizzontali generate dalla pianta curva dell'impalcato.

Le fasi realizzative. Il ponte, gettato in opera, è stato realizzato con le fasi seguenti: (1) Fondazioni. (2) Antenna in calcestruzzo e spalla inferiore. (3) Predisposizione della casseratura dell'impalcato sulle due campate da 70.00m. (4) Disposizione armature e getto per fasi. (5) Precompressione dell'impalcato. (6) Montaggio dispositivo in acciaio in sommità antenna. (7) Messa in opera degli stralli. (8) Messa in tensione degli stralli, in fasi programmate. (9) Smontaggio della centina. (10) Operazioni di collaudo statico e dinamico e controlli. (11) Finiture.

La Foto 1 illustra una delle due opere.

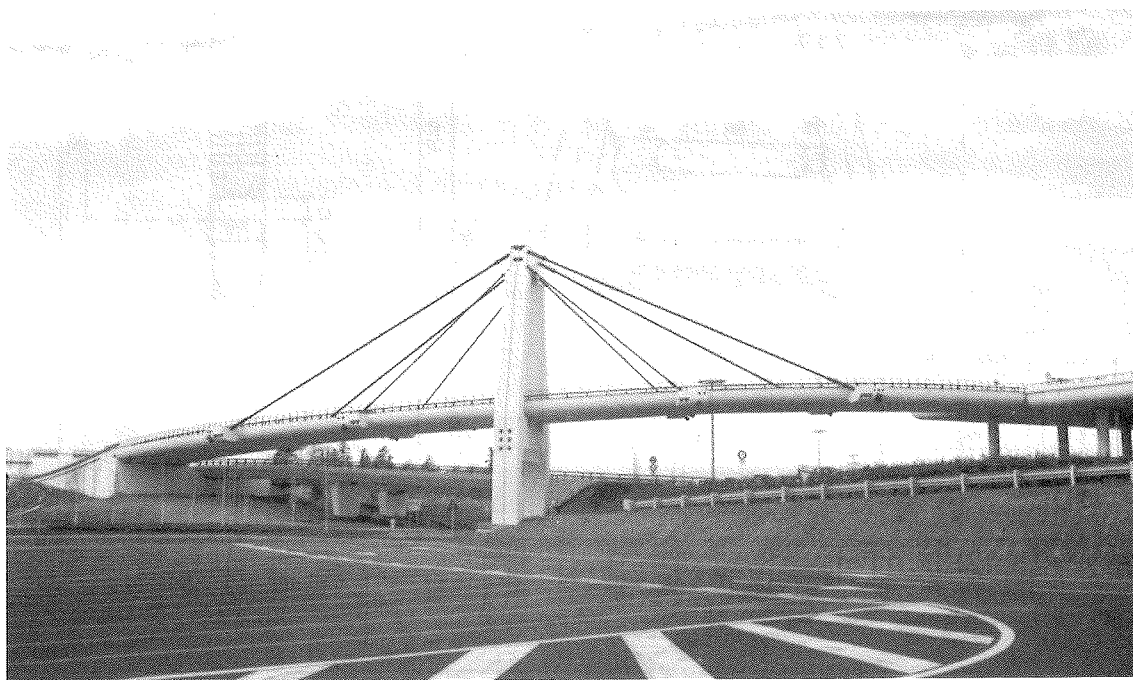


Foto 1 - Vista d'insieme del ponte lato sud.

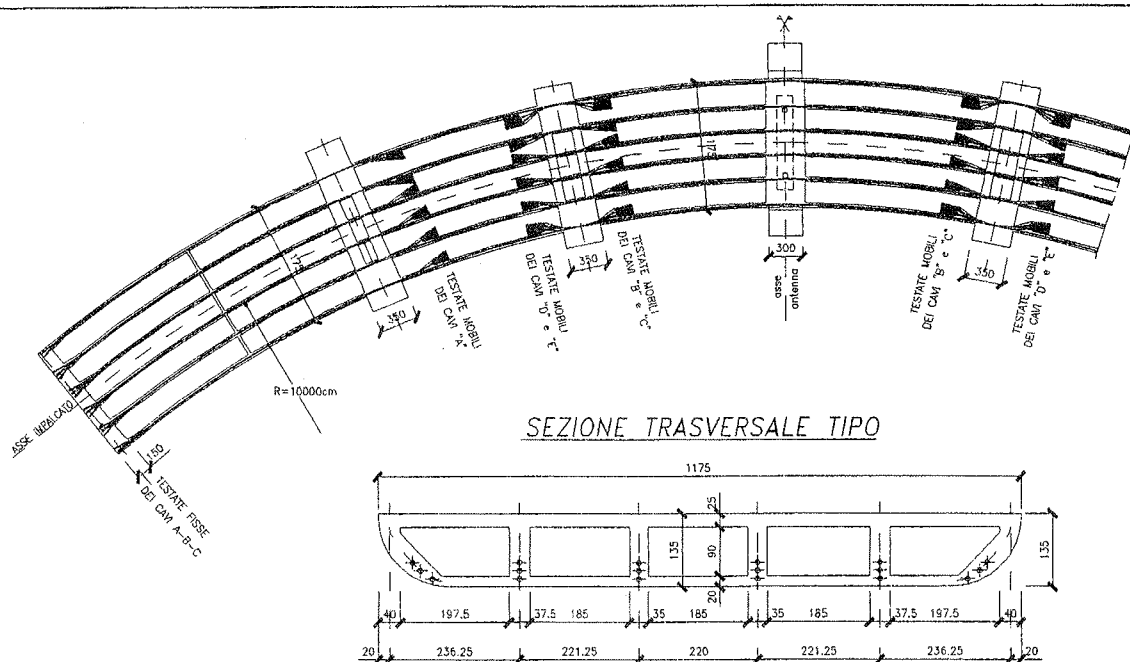


Fig.5 - Tracciato dei cavi di precompressione in pianta e sezione tipo.

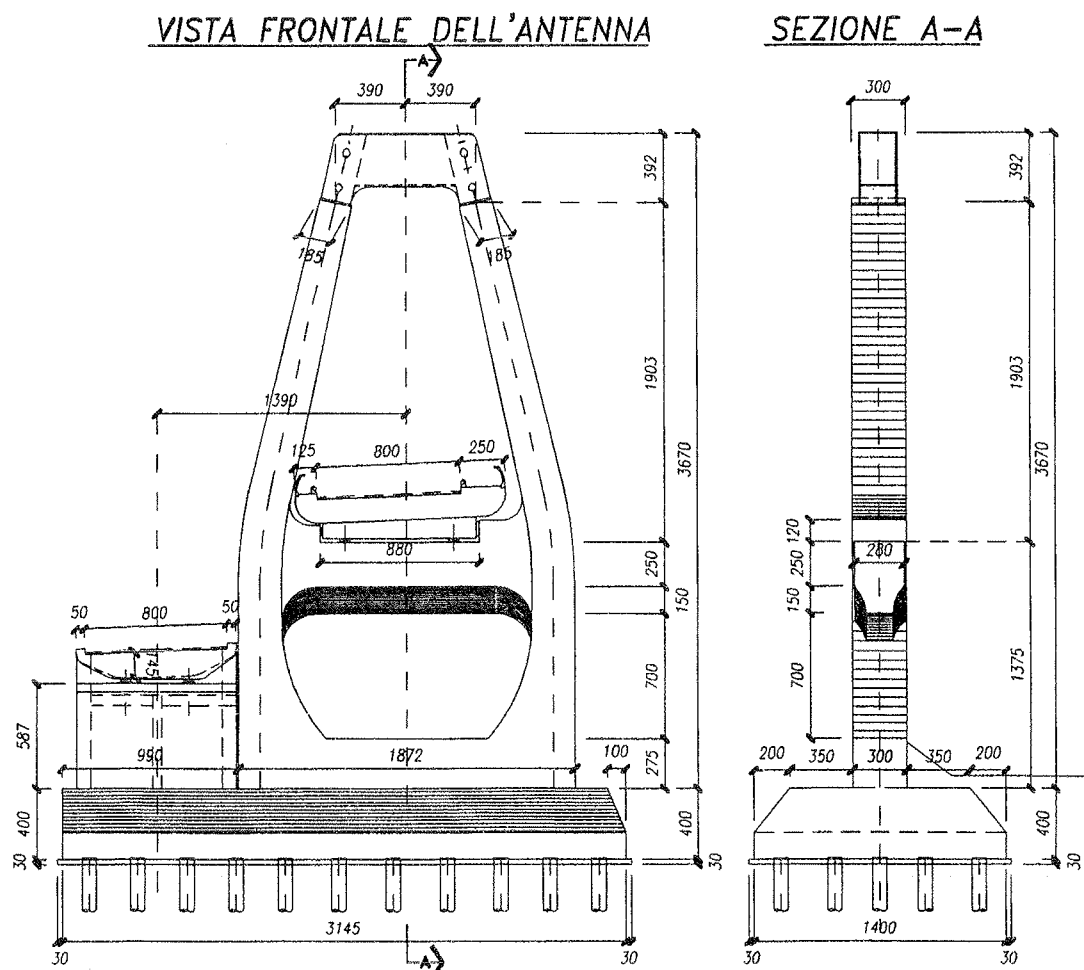


Fig.6 - Vista frontale e sezione dell'antenna.

4. ANALISI STRUTTURALI

Si dà nel seguito un breve quadro delle principali analisi strutturali svolte per definire le grandezze necessarie al dimensionamento ed alle verifiche dell'opera.

La fase di predimensionamento è stata svolta con analisi semplificate, che hanno consentito di definire lo schema statico complessivo e l'entità delle forze in gioco e delle reazioni a terra. In particolare si è verificato che l'altezza della sezione adottata fosse adeguata al regime flessionale di trave che si instaura nei tratti di campata compresi tra gli stralli ed in quelli di estremità, che insistono sulle spalle. Successivamente si sono svolte le seguenti analisi di dettaglio:

- Analisi della statica locale dell'impalcato a cassone.
- Analisi della statica globale, tenendo conto delle possibili condizioni di carico.

4.1. Statica Locale

La definizione dei particolari della sezione è stata sviluppata studiando gli effetti provocati da un mezzo isolato, rappresentato dalle sei impronte da 10t del carico convenzionale q_{1a} , variamente disposto in senso trasversale. Tenuto conto del carattere localizzato del regime tensionale, che si smorza ad una distanza dal centro dell'impronta confrontabile con la larghezza dell'impalcato, ed essendo la sezione del cassone costante, non è stato necessario studiare tutta la struttura. Si è quindi fatto riferimento ad un tratto di impalcato sufficientemente lungo da considerare esauriti i fenomeni diffusivi, studiando un concio di cassone appoggiato agli estremi di una luce significativa. Su questo concio si è svolta un'analisi per Strisce Finite. Il *Finite Strip Method* [3] consente di ricavare sia le componenti membranali, sia quelle flessionali di sistemi lavoranti in regime di lastra piastra e quindi, di fatto, di ottenere tutte le quantità necessarie per dimensionare/verificare soletta, controsoletta, anime e fiancate. Nel caso in esame è stata considerata una luce parziale di 30.00m, pari al tratto iniziale dell'impalcato. La sezione è stata suddivisa con 82 linee nodali e 86 strisce. Il carico (3+3 impronte da 10t) è stato posizionato al centro della luce di 30m ed è stato sviluppato in 51 termini armonici, dei quali, data la simmetria longitudinale, si sono considerati solo i termini dispari. Alcuni risultati delle analisi sono mostrati in Fig.7. Le Figg.7.a,d mostrano rispettivamente la distribuzione degli spessori, la configurazione deformata, i flussi di taglio e l'andamento dei momenti flettenti trasversali per peso proprio. Le Figg.7.e, p mostrano invece la configurazione deformata e l'andamento dei momenti flettenti trasversali per le condizioni di carico accidentale esaminate.

4.2. Statica globale.

In base a quanto già sperimentato su precedenti ponti strallati [2], [4], l'analisi globale è stata sviluppata

su due diversi modelli a telaio. Nel primo modello l'impalcato è stato considerato come un'unica trave curva. La suddivisione è stata effettuata con 107 nodi e 114 elementi, di cui 36 per la modellazione dell'impalcato, 54 per l'antenna, 8 per gli stralli, 15 per i traversoni che, appesi agli stralli, reggono l'impalcato, 2 come bielle rigide per vincolare il moto delle due estremità dell'impalcato alle direttrici di spostamento imposte dai vincoli. Nel secondo modello, l'impalcato è stato modellato come un graticcio di travi con 287 nodi e 475 elementi, di cui 411 per la modellazione dell'impalcato (216 elementi circonferenziali, 187 trasversali, 8 mensole di ancoraggio per gli stralli), 54 per l'antenna, 8 per gli stralli, 2 come bielle rigide con la stessa funzione del caso precedente. Il modello più semplice è stato utilizzato per tutte le operazioni di messa a punto. Il secondo per le verifiche finali. In entrambi gli effetti della non linearità geometrica sono stati tenuti in conto adottando il modulo di elasticità ridotto di Ernst.

In Fig.8.a è mostrato il criterio di suddivisione in aste del cassone d'impalcato. Le sezioni longitudinali sono state effettuate in corrispondenza dei punti di nullo dei flussi di taglio per peso proprio. Le caratteristiche delle sezioni così ottenute sono state poi calcolate con riferimento all'asse neutro trasversale della sezione completa. Per le rigidità torsionali si è tenuto conto che ogni sezione è composta da cassoncini chiusi e quindi torsionalmente rigidi. La deformabilità trasversale a flessione è stata computata considerando soletta e controsoletta come ali superiore ed inferiore di una trave senza anima e disposte a distanza pari a quella dei rispettivi piani medi. I criteri per stabilire l'equivalenza tra le rigidità del prototipo e quelle del modello numerico sono esposti in dettaglio in [3]. Nelle figg.8.b, c sono mostrati alcuni particolari riguardanti la suddivisione dell'antenna. In Fig. 9 sono rappresentate le principali condizioni di carico. Un'assonometria del modello è schematizzata in Fig.10.a.

L'impiego di due modelli distinti ha rappresentato un utile strumento di valutazione e di controllo sull'esito delle analisi, verificando, ad esempio, l'accordo tra la risposta deformativa complessiva e tra la somma delle caratteristiche di sollecitazione ricavate per le membrature del graticcio ed i valori delle stesse caratteristiche ricavate sul modello monotrave. La maggior risolutezza del modello a graticcio consente in più lo studio della ripartizione trasversale del carico in un sistema relativamente complesso e la determinazione delle caratteristiche dinamiche essenziali della struttura (modi e frequenze).

4.3. Registrazione del Tiro degli stralli

Sotto l'azione di carichi permanenti, ma con stralli privi di precompressione, l'impalcato di un ponte strallato si comporta come una trave su appoggi cedevoli. Per i valori correnti di luci e rigidità, tale cedevolezza consente spostamenti verticali inaccettabili. Assegnando opportuni valori alla precompressione degli stralli, si

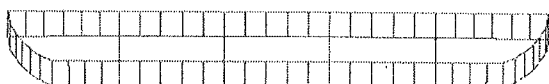
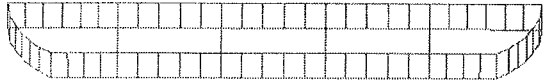
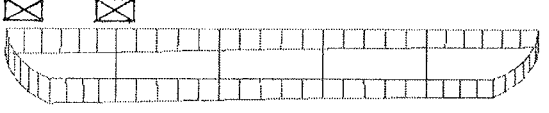
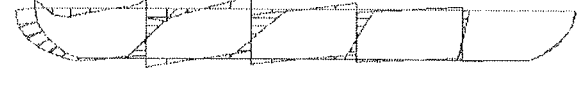
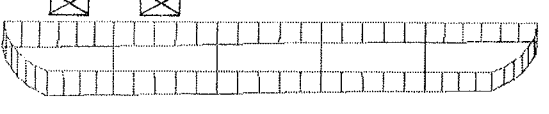
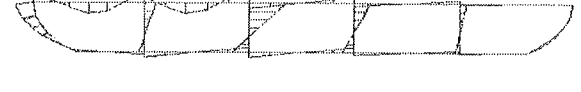
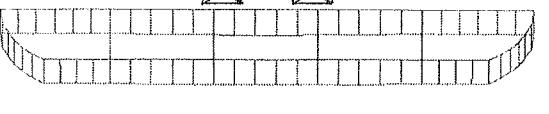
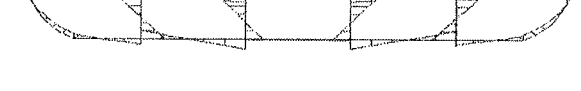
 a. Condizione di Carico A (Peso Proprio) Distribuzione degli spessori. N. Nodi 82, N. Elem. 86.	 b. Condizione di Carico A (Peso Proprio) - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spost. Massimo: Nodo N. 78 - Valore: $w = 0.4667+01$ cm.
 c. Condizione di Carico A (Peso Proprio) - Sezione: $y=0$ - Diagramma: n_{xy} - Max.: Elem. N. 71, Nodo N.1 - Valore: $n_{xy}=0.4725+03$ kg/cm.	 d. Condizione di Carico A (Peso Proprio) - Sez.: $y=0.150+04$ - Diagr.: m_x - Max: Elem. N. 81, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.3534+03$ kgcm/cm.
 e. Condizione di Carico B (Permanenti) - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spost. Massimo: Nodo N. 78 - Valore: $w = 0.1014+01$ cm.	 f. Condizione di Carico B (Permanenti) - Sez.: $y = 0.1500+04$ - Diagr.: m_x - Max: Elem. N. 81, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.2481+03$ kgcm/cm.
 g. Condizione di Carico N. 1 - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spostamento Massimo: Nodo N. 4 - Valore: $w = 0.9401+00$ cm.	 h. Condizione di Carico N. 1 - Sez.: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: m_x Massimo: Elem. N. 63, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.2510+04$ kgcm/cm.
 i. Condizione di Carico N. 2 - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spostamento Massimo: Nodo N. 4 - Valore: $w = 0.8879+00$ cm.	 l. Condizione di Carico N. 2 - Sez.: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: m_x Massimo: Elem. N. 63, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.3257+04$ kgcm/cm.
 m. Condizione di Carico N. 3 - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spostamento Massimo: Nodo N. 27 - Valore: $w = 0.7968+00$ cm.	 n. Condizione di Carico N. 3 - Sez.: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: m_x Massimo: Elem. N. 69, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.2807+04$ kgcm/cm.
 o. Condizione di Carico N. 4 - Sezione: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: Spostamento Massimo: Nodo N. 42 - Valore: $w = 0.7812+00$ cm.	 p. Condizione di Carico N. 4 - Sez.: $y = 0.1500+04$ - Diagramma: m_x Massimo: Elem. N. 69, Nodo: N. 1, Valore: $m_x = 0.1592+04$ kgcm/cm.

Fig. 7. Analisi del cassone per Strisce Finite.

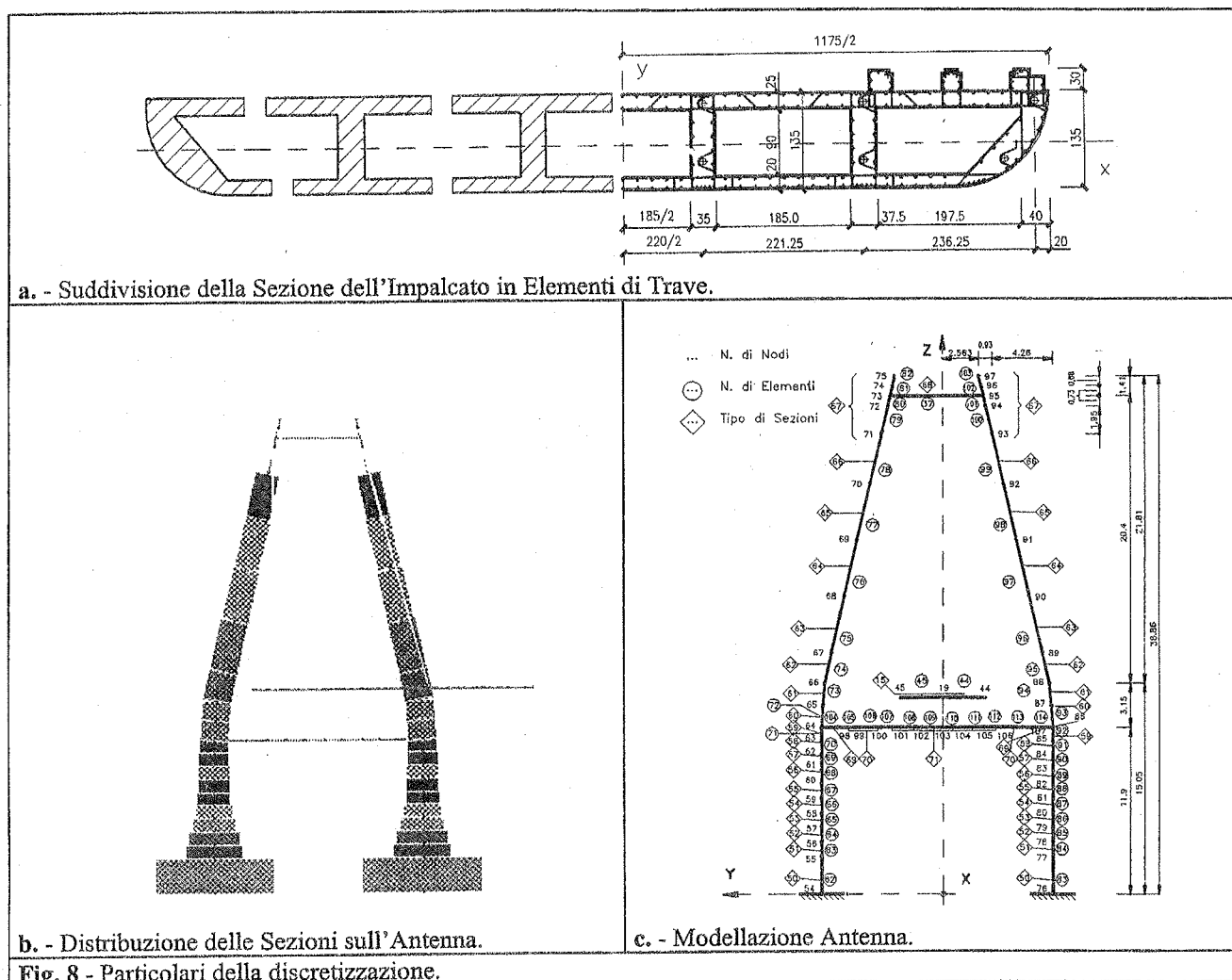


Fig. 8 - Particolari della discretizzazione.

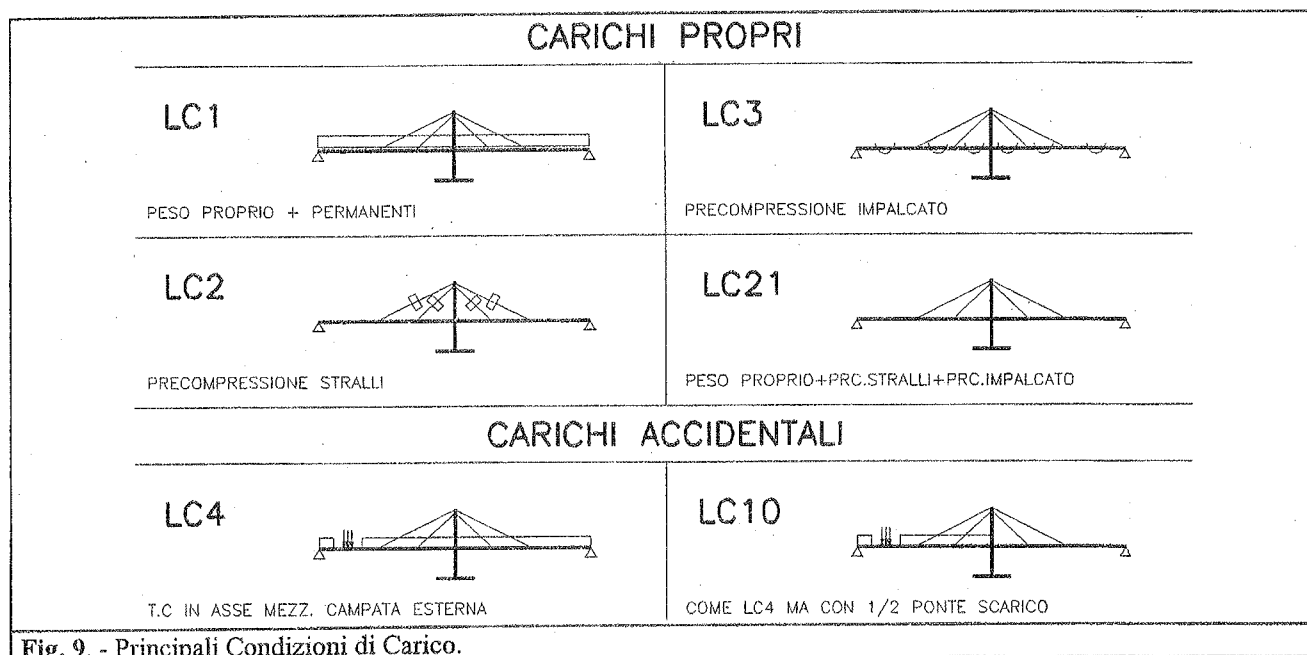


Fig. 9. - Principali Condizioni di Carico.

esercita un'azione antagonista a quella dei carichi e si tende alla situazione ideale, per la quale l'impalcato si comporta come una trave continua su appoggi rigidi. Questo riferimento ideale, che inquadra bene le modalità di lavoro dell'impalcato di una struttura strallata, è utilizzabile in fase di predimensionamento. In realtà per la definizione dell'intensità della precompressione si deve tener conto, con un procedimento di calcolo più complesso, anche della deformabilità dell'antenna.

Caso Ideale di Pretensione Ottima. Per valore "ottimo" di pretensione degli stralli si intende quel valore di pretensione:

- per il quale, nella struttura resa svincolata dagli stralli, gli spostamenti relativi tra i punti di ancoraggio dei singoli stralli in direzione degli stralli medesimi sono eguali ed opposti ai corrispondenti spostamenti relativi B_c dovuti ai carichi fissi.

- per il quale le azioni negli stralli sono costanti nel tempo.

La determinazione d'un tale regime può essere svolta con i passi seguenti. Si calcola la matrice di flessibilità del sistema, assumendo come incogniti i valori $X = |X_j|$ ($j=1, ns = \text{numero stralli}$) delle azioni

negli stralli. A tale scopo si considera la struttura priva di stralli. Si applicano nei punti di ancoraggio del generico strallo due forze unitarie agenti nella direzione dello strallo e di verso opposto tra loro, in modo da provocare uno spostamento relativo che avvicini i due punti. Mediante un'analisi si calcolano gli spostamenti orizzontali e verticali dei punti di ancoraggio. Si compongono tali spostamenti, proiettandoli nella direzione dei relativi stralli e si calcolano gli spostamenti relativi tra i punti di ancoraggio, ovvero i coefficienti di flessibilità, omologhi alle azioni iperstatiche assunte come incognite. Ripetendo l'operazione per tutti gli stralli si ottiene la matrice di flessibilità A_c del sistema sconsesso. Il simbolo c indica che tale matrice è riferita alla sola parte in calcestruzzo (impalcato più antenna). Si calcola la matrice di flessibilità degli stralli A_s , adottando. La matrice $A = A_c + A_s$ è la matrice di flessibilità assemblata nel caso elastico.

Si calcola poi il vettore dei termini noti. Si considera nuovamente la struttura svincolata (cioè senza stralli) e soggetta ai carichi fissi (peso proprio, permanenti e, se del caso, la precompressione dell'impalcato) si calcolano gli spostamenti relativi tra i punti di ancoraggio degli stralli, effettuando le operazioni di proiezione e composizione già esposte. Si ottiene così il vettore B_c degli spostamenti relativi dovuti ai carichi. Si dimostra [1] che, tramite le equazioni:

- $X(t_0) = X^{opt}(t_0) = -(A_c)^{-1} \cdot B_c$

- $\Lambda = (\Lambda^{opt}) = -A_s \cdot (A_c)^{-1} \cdot B_c = -A_s \cdot X^{opt}(t_0)$

si ottiene il livello di pretensione «ottimo» Λ^{opt} .

Altri Criteri di Pretensione. I valori di pretensione precedentemente ottenuti assicurano, come si è detto, spostamenti relativi nulli tra i punti di ancoraggio agli estremi di ciascun strallo. Vi saranno però in generale spostamenti assoluti di valore non nullo, ai quali non sempre corrisponde l'assetto migliore. Per esempio la

struttura può risultare con frecce sia pur limitate verso il basso, oppure, per effetto di dissimmetrie geometriche o di tiro, possono manifestarsi spostamenti orizzontali dell'antenna. Si possono allora formulare altri criteri di pretensione, in funzione, questa volta, dall'assetto geometrico che si vuole conferire alla struttura, ovvero

- assegnare agli stralli una precompressione tale che i punti di ancoraggio sull'impalcato e sull'antenna abbiano rispettivamente spostamenti assoluti nulli nelle direzioni verticale ed orizzontale.

- assegnare agli stralli una precompressione tale che i punti di ancoraggio abbiano spostamenti assegnati e, in particolare, tali che quelli sull'impalcato risultino disposti secondo una linea di controfrecce prefissata.

Il primo criterio risponde ad un'interpretazione molto elementare del comportamento della struttura e non ha pregi particolari. Il secondo, che configura l'assetto dell'impalcato secondo uno sviluppo altimetrico prefissato, è stato quello effettivamente seguito, anche per tener conto degli effetti delle tolleranze di lavorazione e dei procedimenti di tesatura. La soluzione è impostata come segue. Si considera la struttura nel suo assieme (impalcato più stralli) modellata come telaio. A ciascuno strallo i si impone, singolarmente, una distorsione assiale unitaria e si misurano le componenti di spostamento in direzione verticale dei punti di ancoraggio di tutti gli stralli. La distorsione può essere applicata come variazione di temperatura. In altri termini, per $\lambda_j=1$ ($j=1, ns$), si ricavano le componenti di spostamento s_{ij} (spostamento in direzione verticale del punto di ancoraggio dello strallo i , per distorsione unitaria applicata allo strallo j). Il procedimento adottato può essere interpretato come un'applicazione del teorema di Land ed i valori di spostamento così ottenuti rappresentano le ordinate della linea di influenza dell'azione assiale nello strallo j -mo, per effetto di una forza mobile verticale unitaria. Per ($i=1, ns$) si ottiene la matrice di flessibilità $A = |s_{ij}|$ ($i, j = 1, 2, \dots, ns$). E' frequente il caso in cui i coefficienti di flessibilità ottenuti con questo procedimento, abbiano valori indiretti s_{ij} , maggiori di

quelli diretti s_{ii} e ciò rende la matrice tendenzialmente malcondizionata. Occorre quindi rappresentare queste grandezze, in tutte le fasi del procedimento, con un numero sufficientemente elevato di cifre per evitare che la soluzione sia sensibile agli errori di troncamento e porti a risultati inutilizzabili.

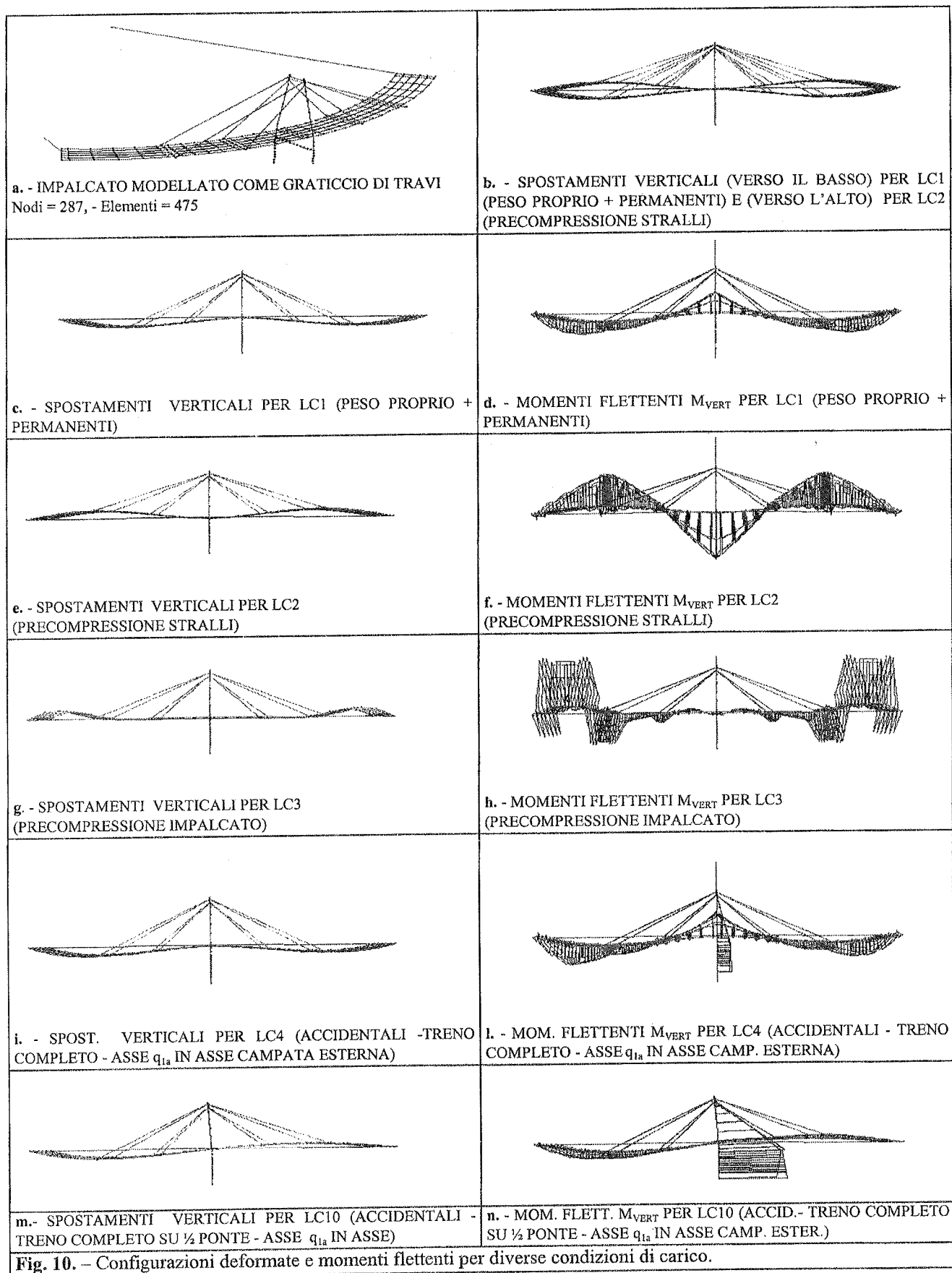
La matrice di influenza A può essere impiegata per risolvere questi due tipi di problemi:

- Assegnato un vettore Λ di distorsioni impresse agli stralli $\Lambda = |\lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{ns}|^T$, l'equazione

algebraica $A \cdot \bar{\Lambda} = S$ fornisce i valori dei corrispondenti spostamenti $s_1, s_2, \dots, s_{ns}$ (verticali).

- Assegnato un vettore $\bar{S}$ di spostamenti verticali dei punti di ancoraggio $\bar{S} = |s_1 s_2 \dots s_{ns}|^T$,

l'equazione algebrica $A \cdot \Lambda = \bar{S}$ ha come incognite i valori del vettore Λ , tali da provocare nella struttura gli spostamenti assegnati.



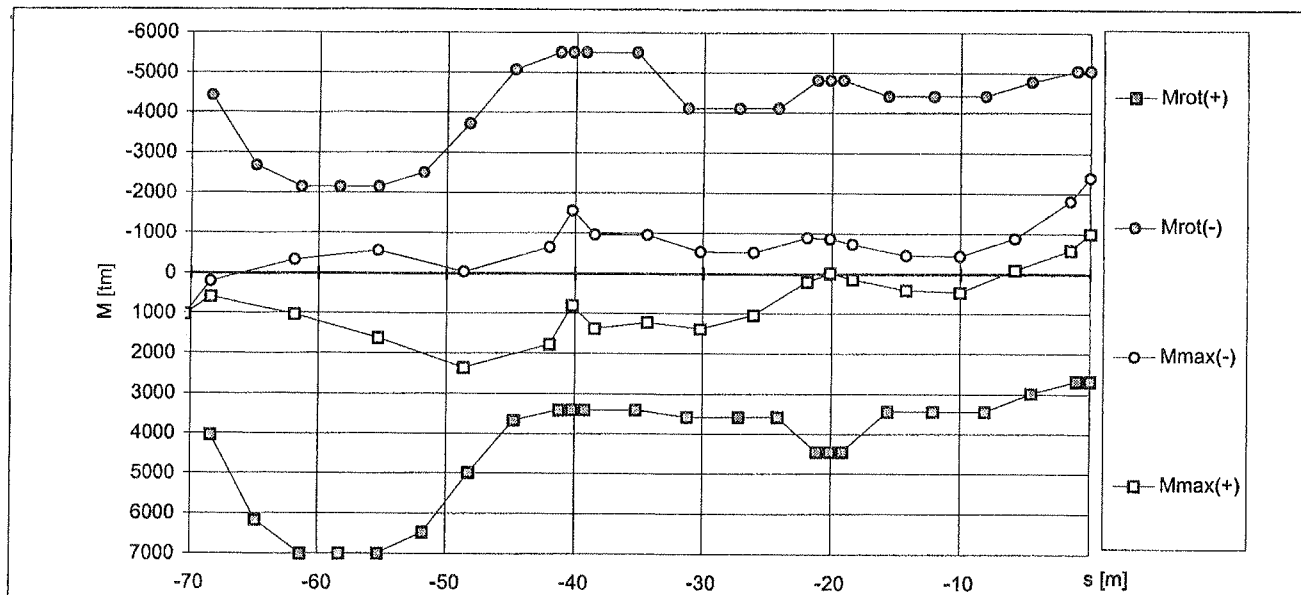


Fig. 11 - Diagrammi dei Momenti di Rottura e dei Massimi Momenti Flettenti Positivi e Negativi.

Diversamente dal caso di pretensione ottima degli stralli, sviluppando l'analisi con i valori delle distorsioni Δ_i così determinate, gli spostamenti assumeranno i valori imposti, mentre le azioni negli stralli ricavate dall'analisi variano rispetto a quelle assegnate.

Nel confronto tra gli esiti delle diverse procedure, va detto che i valori finali di tiro negli stralli differiscono poco tra loro e che, anche adottando valori di pretensione non ottimi, nel senso precisato, gli effetti differiti, anche se non nulli, sono restano limitati [1].

4.4. Alcuni Risultati delle Analisi

La Fig. 10 presenta alcuni risultati, attraverso le configurazioni deformate e l'andamento dei momenti flettenti con asse di sollecitazione verticale per le principali condizioni di carico. Le Figg. 10.c, e 10.d, f evidenziano l'azione antagonista della precompressione degli stralli e dell'effetto dei carichi fissi (peso proprio e permanenti), messi direttamente a confronto in Fig. 10.b. La fig. 10.n pone in rilievo l'effetto flessionale che si instaura nell'antenna per la condizione di carico con accidentali gravanti su di una sola campata.

In Fig. 11 i momenti massimi e minimi sono posti a confronto con i momenti di rottura corrispondenti alle stesse sezioni.

4.5. Altri aspetti della Progettazione

Oltre a quelle esposte, altre analisi particolari sono state svolte in merito ai seguenti aspetti:

- Comportamento del ponte con uno strallo fuori uso.
- Dettagli costruttivi nelle zone terminali dei traversi che alloggiano le testate di ancoraggio degli stralli.
- Azioni e spostamenti sui dispositivi di appoggio per l'involuppo di tutte le condizioni di esercizio previste.
- Verifiche di massima di stabilità aeroelastica.

5. CONCLUSIONI

Le maggiori difficoltà proprie di strutture snelle e realizzate con fasi di montaggio e di varo complesse per variazione di schemi statici e di assetti di carico sono controbilanciate dalla disponibilità di strumenti di analisi e di attrezzature di cantiere di grande efficienza. Queste maggiori possibilità consentono di riservare un'attenzione specifica alla cura delle forme e dei particolari costruttivi, sia ai fini della durabilità dei manufatti, sia per dare alle opere una sagoma che si inserisca senza forzature nel contesto ambientale al quale sono destinate.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., MALERBA, P.G., MARTINEZ Y CABRERA, F. - 1997, "Creep Effects on Prestressed Cable Stayed Bridges", Atti Conferenza ICCCB-VII, Seoul, Korea, Aug., pp. 467-472.
- [2] MALERBA, P.G., MARTINEZ Y CABRERA F. - 1987, "A Cable-Stayed Bridge in Milan: The Certosa Railway Fly-Over", *Int. Conf. on Cable-Stayed Bridges*, Bangkok, Nov. 18-20.
- [3] MALERBA, P.G. - 1998, "La modellazione delle strutture dei ponti", *Corso Ponti e Viadotti: Concezione Progetto Analisi, Gestione, Prog. Istr. Perman.* Politecnico di Milano. (In stampa) Eds. Martinez y Cabrera, C. Gentile, P. G. Malerba.
- [4] MALERBA, P.G., MARTINEZ Y CABRERA, F. - 1998, "Sul Progetto dei Ponti Strallati", *Corso Ponti e Viadotti: Concezione Progetto Analisi, Gestione, Prog. Istr. Perman.* Politecnico di Milano. (In stampa). Eds. Martinez y Cabrera, C. Gentile, P.G. Malerba.

L'EVOLUZIONE DELLE TECNICHE DI PRECOMPRESSIONE. CONSEGUENZE SUL COMPORTAMENTO FLESSIONALE DELLE TRAVI E CONSIDERAZIONI SULLE VERIFICHE A ROTTURA

Enrico MANGONI, Andrea CHIARUGI

Dipartimento di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

In questo lavoro vengono presentati i metodi da utilizzare per la verifica delle travi in cemento armato precompresso, in esercizio ed a rottura. Dopo considerazioni relative agli aspetti peculiari del comportamento meccanico delle travi derivante dalla tecnologia di precompressione utilizzata, viene proposto un modello di calcolo di tipo analitico, per travi realizzate con conci prefabbricati e precompressione esterna. L'affidabilità del modello presentato è stata poi provata, simulando prove di laboratorio disponibili in letteratura tecnica.

SUMMARY

In this paper are illustrated the methods to be adopted, for the flexural design of prestressed concrete beams at serviceability, and at ultimate limit state. After some considerations on the mechanical behaviour of the beams, derived from the particular prestressing technology adopted, an analytical model is proposed, in order to verify concrete beams made with precast segments and external tendons. At last, the effectiveness of this method is showed through comparison with experimental results.

1. INTRODUZIONE

Lo sviluppo delle tecniche di precompressione consente attualmente al progettista di opere in cemento armato, di poter imporre alle strutture stati di coazione antagonisti dei carichi esterni, attraverso tre diversi tipi di tecnologia. E' possibile infatti utilizzare cavi interni al calcestruzzo ed aderenti a questo per tutto il loro sviluppo (precompressione di tipo "bonded"), ovvero cavi esterni al calcestruzzo fissati a questo soltanto in punti discreti (precompressione di tipo "unbonded"). In particolare in quest'ultimo caso può ulteriormente distinguersi fra cavi posti all'interno della sezione, ovvero all'esterno. Naturalmente per particolari esigenze e richieste di comportamento agli elementi progettati, possono anche impiegarsi sistemi di tipo misto, in cui parte dei cavi di precompressione è aderente al calcestruzzo, parte risulta invece essere di tipo non aderente.

E' opportuno precisare che a ciascuna delle tecnologie di precompressione menzionate, risultano associati metodi di calcolo di diversa complessità, come risulta evidente quando si pensi al differente comportamento meccanico delle travi così precomprese.

Tale differenza se è trascurabile in esercizio, diventa invece fondamentale in vicinanza della rottura, dando luogo a comportamenti che il progettista deve conoscere per poter effettuare le verifiche di sicurezza nei confronti di tale evento.

2. GRANDEZZE RAPPRESENTATIVE DEL COMPORTAMENTO FLESSIONALE DI TRAVI PRECOMPRESSE

2.1 Il tracciato dei cavi

Nelle travi a precompressione aderente il tracciato dei cavi, può avere andamento curvilineo oppure a spezzata, e la scelta fra un tipo e l'altro, naturalmente a discrezione del progettista, viene effettuata con l'intento di contrastare quanto più efficacemente possibile i carichi esterni che verranno imposti alla struttura. Nelle travi con precompressione non aderente ma con cavi interni al calcestruzzo, l'andamento dei cavi in via teorica può essere ancora di tipo curvilineo o a spezzata.

Nelle travi con cavi non aderenti esterni al calcestruzzo, l'andamento può essere soltanto a spezzata.

Tale "mancanza di scelta" può risultare penalizzante, poiché con il tracciato a spezzata si introducono forze concentrate in punti discreti della trave, e pertanto tale andamento sembra non essere direttamente antagonista dei carichi esterni, se questi, come accade frequentemente sono di tipo distribuito. In verità esistono dei casi in cui questo non è vero, basti pensare alle travi con altezza variabile con andamento curvilineo, dove anche un tratto di cavo rettilineo può dar luogo ad un diagramma del momento flettente curvilineo, poiché si modifica con continuità l'eccentricità esistente fra cavo e baricentro della sezione.

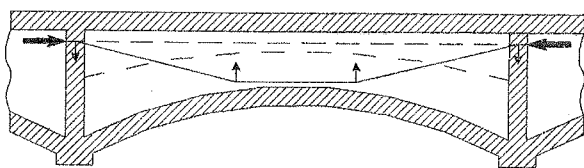


Fig. 1 Trave con sezione variabile e cavo esterno

Ancora nel caso di travi con cavi esterni, si introducono nella struttura delle azioni concentrate, che devono essere assorbite da diaframmi o elementi diffusivi convenientemente proporzionati.

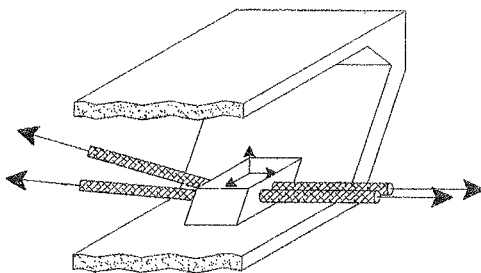


Fig. 2 Azioni trasferite dai cavi sul deviatore

2.2 L'eccentricità fra i cavi ed il baricentro della sezione

I cavi esterni presentano spostamenti che non sono congruenti con quelli della sezione in calcestruzzo, se non nei punti di ancoraggio e deviazione. Ne consegue che poiché la fibra di calcestruzzo inizialmente adiacente al cavo nella configurazione indeformata, si deforma in modo diverso dal cavo, si modifica al progredire del carico esterno l'eccentricità del cavo rispetto al baricentro della sezione. In particolare tale modificazione consiste in una riduzione, nascono pertanto degli "effetti del secondo ordine" particolarmente pericolosi che possono portare in casi estremi ad avere in prossimità della rottura un momento

resistente per la sezione esaminata addirittura inferiore a quello disponibile inizialmente.

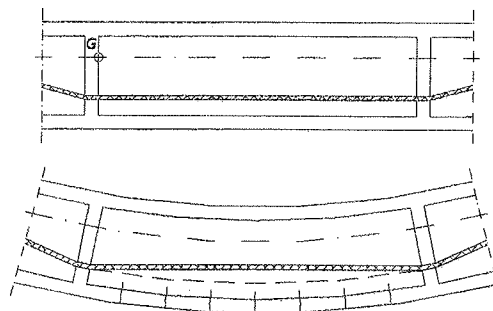


Fig. 3 Riduzione dell'eccentricità cavo-baricentro

E' evidente che tali effetti sono legati alla deformabilità della struttura, per cui la loro influenza è trascurabile in esercizio, mentre diviene importante una volta avvenuta la fessurazione della trave, ovvero l'apertura dei giunti nel caso di travi a conci. Appare chiaro anche che una disposizione opportuna per numero e posizione dei deviatori, può ridurre di molto l'entità di questo fenomeno, fino a renderlo praticamente trascurabile. Nelle travi a cavi aderenti non si ha variazione dell'eccentricità rispetto alle condizioni di partenza, così come in quelle a cavi non aderenti ma interni alla sezione di calcestruzzo, dove tale variazione è talmente piccola, da poter essere trascurata.

2.3 L'aderenza cavo-calcestruzzo

Nelle travi a precompressione aderente non vi sono per definizione scorrimenti fra il calcestruzzo ed i cavi, e se questi si verificano, sono dovuti unicamente ad una non corretta applicazione della tecnologia utilizzata. Nelle travi a precompressione non aderente, lo scorrimento viceversa risulta essere libero per tutto lo sviluppo del cavo, fra due successivi punti di ancoraggio, ma può avvenire per determinati livelli di tiro anche fra il cavo ed i deviatori. Infatti nei punti di deviazione il cavo esercita pressioni molto elevate sul deviatore. Se il tiro nei due rami adiacenti al deviatore è diverso, non si manifestano scorrimenti fino a che la differenza di tiro non supera la forza di attrito presente fra il cavo ed il deviatore (vedi la figura 2). In particolare è evidente come il coefficiente di attrito da cui dipende tale forza, non possa che essere una funzione del tipo di cavo che si considera (ad esempio cavi inseriti in guaine plastiche ed iniettati con grassi e cere, ovvero con malta cementizia). La valutazione di tale comportamento in termini analitici risulta oltremodo complicata, ma d'altra parte è evidente come interessi soltanto per descrivere il comportamento in esercizio del sistema. In prossimità della rottura le deformazioni della struttura saranno ingenti, e pertanto lo scorrimento fra i cavi ed il calcestruzzo, sarà senz'altro già avvenuto.

2.4 La variazione di tiro nei cavi

Nelle travi con precompressione aderente, la variazione di tiro nei cavi rispetto al tiro iniziale può trascurarsi come ben noto in esercizio, anche sotto l'applicazione del carico esterno totale, poichè in generale la deformabilità della trave in questa fase di comportamento risulta essere assai contenuta. Si ricorda infatti come le cause di variazione del tiro nei cavi, siano essenzialmente due: la variazione di lunghezza della trave, gli spostamenti trasversali della trave, ovvero dei punti di aderenza cavo-calcestruzzo rispetto alle sezioni di appoggio. La prima causa da luogo a variazioni di tiro sempre trascurabili, la seconda invece è direttamente legata alla deformabilità della trave. Pertanto è chiaro come in esercizio il tiro nei cavi coincida praticamente con quello iniziale, mentre si incrementa notevolmente in prossimità della rottura. In virtù poi dell'aderenza con il calcestruzzo, i cavi seguono completamente il comportamento flessionale della trave, per cui in generale il tiro che essi presentano sarà diverso sezione per sezione, a meno che la trave non presenti zone sottoposte a momento flettente costante, e quindi è anche ovvio come le sezioni da verificare in esercizio ed a rottura risultino quelle sottoposte a momento flettente massimo, potendosi garantire in questo caso il progettista nei confronti di eventi indesiderati, attraverso analisi di tipo puramente "sezionale".

Nelle travi con cavi non aderenti, la congruenza fra gli spostamenti del cavo e quelli della sezione in calcestruzzo, si realizza soltanto nei punti di ancoraggio o di deviazione. Per questo, ad un aumento del carico esterno e quindi del momento sollecitante in una sezione, non corrisponde un aumento analogo del tiro dei cavi in quella sezione. Anzi non è più nemmeno corretto parlare di tiro dei cavi in una sezione, poichè questo risulta essere costante in tutte le sezioni comprese fra due successivi punti di ancoraggio. L'allungamento del cavo dipende dalla deformazione media della fibra di calcestruzzo adiacente. Ne consegue che si instaura una sorta di meccanismo che tende ad ammortizzare le tensioni nell'armatura attiva, facendo in modo che ad un picco del momento flettente, e quindi della curvatura nella sezione corrispondente, il sistema si opponga non tanto con un aumento localizzato del tiro nel cavo, come avverrebbe nel caso di armatura aderente, bensì tramite una modesta variazione di tiro, ed una rilevante variazione invece del braccio della coppia interna. Pertanto l'armatura attiva nel caso non aderente risulta meno cementata rispetto al caso aderente, ma nel contempo l'efficacia della precompressione risulta ridotta, risultando l'incremento di tiro più contenuto di quello che si avrebbe in condizioni di perfetta aderenza.

3. VERIFICHE DI TIPO FLESSIONALE PER TRAVI PRECOMPRESSE CON CAVI ADERENTI E NON.

Per quanto detto di sopra, appare chiaro come le verifiche flessionali in esercizio per travi in cemento armato, siano del tutto equivalenti indipendentemente dal tipo di precompressione utilizzato.

Nel caso delle verifiche a rottura viceversa, i procedimenti risultano diversi da caso a caso. Per travi con precompressione aderente, la crisi come ben noto può avvenire per schiacciamento del calcestruzzo, ovvero per snervamento dell'armatura attiva e passiva. Il verificarsi di una modalità o dell'altra, dipende dalla geometria della sezione, e dal quantitativo di armatura presente. Il momento resistente della trave nella sezione più sollecitata può ricavarsi come per una normale sezione in cemento armato, evidentemente computando ora anche la presenza dell'armatura attiva, una volta fissate le leggi costitutive per i materiali costituenti la sezione in esame.

Nel caso in cui nella trave sia presente soltanto armatura attiva non aderente, la crisi della sezione avviene sempre per schiacciamento del calcestruzzo, in quanto per quanto detto sopra, la variazione di tiro nei cavi è sempre abbastanza contenuta, e la tensione in essi presente non supera praticamente mai quella di snervamento. La presenza di un'armatura passiva può evidentemente portare la sezione a rompersi lato acciaio, con raggiungimento della tensione limite in questa, essendo viceversa la tensione nei cavi ancora inferiore a quella di snervamento. D'altra parte, per valutare il momento resistente della sezione, occorre conoscere l'effettivo tiro nei cavi, e questa grandezza non è di tipo sezionale, ma dipende dalla deformazione di tutta la trave, o di una sua porzione. Per ricavare tale valore è possibile condurre un'analisi non lineare per geometria e comportamento dei materiali, di tutta la trave, oppure è possibile riferirsi a metodi dedicati come quello proposto da Naaman ([4]). In tale procedimento come evidenziato nella figura sottostante, si determina la tensione del cavo allo stato limite di rottura per la sezione, riferendosi alla fibra di calcestruzzo adiacente, ovvero al cavo ideale aderente al calcestruzzo, di analoga geometria rispetto a quello reale considerato. Viene introdotto il coefficiente di riduzione Ω per la tensione determinata nel cavo aderente equivalente, noto anche come "strain compatibility factor". E' evidente che tale coefficiente non potrà che essere legato alla deformabilità della trave, e pertanto avrà valori diversi a seconda che si consideri il funzionamento in esercizio o a rottura, così come diversi valori di snellezza per la trave. Appare anche chiaro, che a parità di geometria e di funzionamento della trave, un altro fattore che influenza in modo

determinante questo coefficiente, è la geometria del cavo.

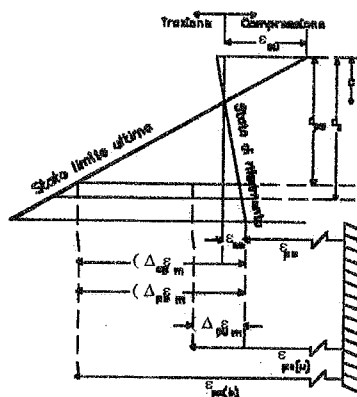


Fig. 4 Diagramma di riferimento per la sezione di verifica ([2])

$$\Omega = \frac{(\Delta \varepsilon_{pu})_m}{(\Delta \varepsilon_{pb})_m} = \frac{(\Delta \varepsilon_{pu})_m}{(\Delta \varepsilon_{cp})_m}$$

In corrispondenza della rottura, tale coefficiente assume la forma:

$$\Omega_u = \frac{(\Delta \varepsilon_{pu})_m}{(\Delta \varepsilon_{pb})_m} \quad \text{con:}$$

$$(\Delta \varepsilon_{pb})_m = \varepsilon_{ce} + (\Delta \varepsilon_{cp})_m = \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

$$(\Delta \varepsilon_{pu})_m = \Omega_u \varepsilon_{ce} + \Omega_u \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

$$(\Delta f_{pu})_m = E_s \Omega_u \varepsilon_{ce} + E_s \Omega_u \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

$$f_{pu} = f_{pe} + (\Delta f_{pu})_m = f_{pe} + E_s \Omega_u \varepsilon_{ce} + \rightarrow$$

$$E_s \Omega_u \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

In genere il termine contenente ε_{ce} , e' trascurabile rispetto agli altri, per cui l'espressione precedente si riduce a :

$$f_{pu} = f_{pe} + E_s \Omega_u \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right)$$

Associando all'equazione in esame, l'equazione di equilibrio alla traslazione per la sezione, si hanno due relazioni attraverso le quali e' possibile ricavare c (altezza della zona compressa a rottura), ed f_{pu} (tensione a rottura nel cavo non aderente).

Per altro interpretando i risultati di numerose prove sperimentali ([3]), eseguite per valori di L/d_{ps} variabili

fra 8 e 45, Naaman ha proposto per Ω_u i seguenti valori :

$$-\Omega_u = 2.6/(L/d_{ps}) \quad \text{per un punto di carico}$$

$$-\Omega_u = 5.4/(L/d_{ps}) \quad \text{per tre punti di carico o carico uniforme.}$$

Nel caso in cui la trave esaminata, sia a cavi non aderenti ed esterni alla sezione in calcestruzzo, il metodo di calcolo proposto sembrerebbe perdere di validità; d'altra parte motivi funzionali oltre che statici impongono che il cavo esterno sia fissato alla sezione in calcestruzzo, attraverso un certo numero di deviatori, ed è ben noto come sia sufficiente vincolare il cavo alla trave in tre-quattro punti, con collegamento anche nella sezione di mezzeria, per ottenere un comportamento di questo, assai simile a quello del cavo equivalente non aderente, ma interno alla sezione di calcestruzzo. Pertanto con il metodo proposto da Naaman il progettista possiede uno strumento di pratica utilizzazione per verificare travi precomprese con cavi non aderenti, interni od esterni alla sezione, nel caso in cui si abbiano travi di tipo monolitico. Nel caso in cui si abbiano travi realizzate per conci prefabbricati e precompressione non aderente esterna alla sezione in calcestruzzo, è evidente che il problema si complica notevolmente volendo effettuare una verifica di sicurezza a rottura, poiché una volta che i giunti si sono aperti, non è più possibile parlare di fibra di calcestruzzo adiacente al cavo, mancando la continuità materiale in alcune sezioni, ed avendo uno schema resistente della struttura che si modifica al progredire del carico esterno. Nel capitolo successivo verrà presentato un metodo di calcolo approssimato, di tipo numerico, proposto da Mangoni ([6]), che sembra cogliere bene il comportamento di tali strutture.

3. IL CALCOLO DELLE TRAVI REALIZZATE CON CONCI PREFABBRICATI E PRECOMPRESSIONE ESTERNA.

3.1 Caratteristiche peculiari del comportamento di travi precomprese realizzate per conci

Il comportamento delle travi realizzate per conci, è del tutto analogo a quello delle travi monolitiche, fino a che i giunti rimangono chiusi. Fino a questo punto, è possibile anche ammettere l'ipotesi di Bernoulli-Navier, o ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Allorché i giunti si aprono il comportamento del sistema cambia nettamente, a parità di carico esterno e pertanto di sollecitazioni è facile vedere che nelle sezioni di giunto l'asse neutro è spostato di più verso l'alto, ed il calcestruzzo è più fortemente sollecitato nel caso di travi a conci, che non nel caso di travi monolitiche. Aumenta notevolmente ed in modo brusco la deformabilità del sistema, tanto che per determinati livelli di carico, non è neanche più possibile utilizzare l'ipotesi di piccoli spostamenti, e trascurare pertanto

l'influenza dello stato di deformazione su quello di sollecitazione. Nelle travi monolitiche precomprese invece, per le usuali snellezze è possibile trascurare tale influenza, e pertanto considerare invariata la geometria dei cavi di precompressione per qualunque livello di carico.

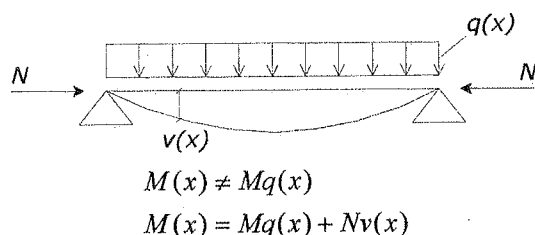


Fig. 5 Influenza dello stato di deformazione su quello di sollecitazione

L'apertura dei giunti comporta anche "problemi di contatto", ovvero l'esistenza di forti compressioni all'estradosso dei conci e quindi problemi di diffusione all'interno degli stessi con fenomeni del tutto analoghi a quelli che avvengono dietro le piastre di ancoraggio dei cavi di precompressione.

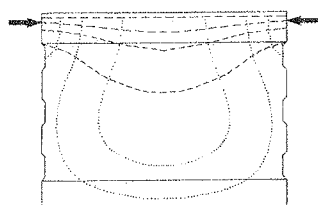


Fig. 6 Andamento qualitativo delle isostatiche all'interno del generico concio

3.2 Un modello meccanico per il comportamento delle travi realizzate per conci, con giunti aperti.

Presso il C.E.B.T.P. in Francia, sono state effettuate diverse prove sperimentali con travi a precompressione esterna. In particolare sono state esaminate anche travi realizzate con conci prefabbricati, senza armatura passante nei giunti. Come evidenziato dalla figura seguente, i risultati ottenuti hanno mostrato non solo la rottura del sistema, con espulsione del calcestruzzo nella soletta d'estradosso ed in corrispondenza della sezione di giunto più sollecitata, ma anche un andamento piuttosto singolare per lo stato tensionale nelle sezioni dei due conci che si affacciano sul giunto in esame.

Si rileva infatti che una volta apertosi un giunto, le sezioni corrispondenti non si conservano piane, le tensioni di trazione in corrispondenza dell'intradosso dei conci adiacenti, mantengono valori praticamente costanti, coincidenti con quelli determinati un'attimo prima dell'apertura, al contrario le tensioni di compressione all'estradosso, aumentano in modo più che proporzionale rispetto al carico esterno.

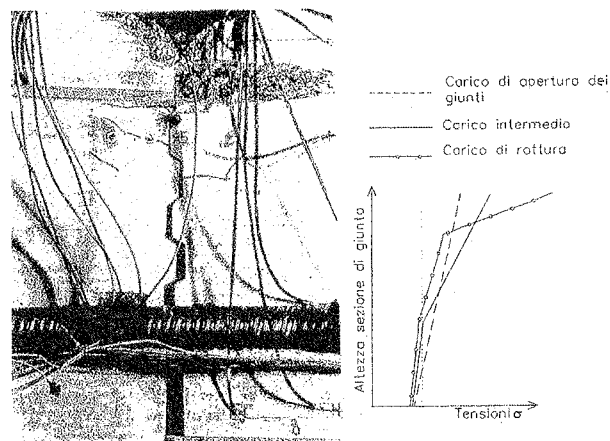


Fig. 7 Andamento dello stato tensionale in una sezione di giunto per diversi livelli del carico esterno ([7])

In base a tale risultato, sembra naturale considerare una porzione del concio come inerte, ovvero non partecipante alla sua rigidità flessionale. Il problema della determinazione rigorosa della porzione resistente del concio, e quindi in sostanza quello della diffusione del carico al suo interno, risulta oltremodo complicato, ma soprattutto è funzione di vari fattori, come ad esempio il rapporto altezza-larghezza del concio, la forma della sezione trasversale, la presenza di eventuali armature passive nella sezione di giunto etc.. In prima approssimazione, possiamo pensare di semplificare il problema, determinando la parte resistente del concio, dalla conoscenza dell'altezza della zona compressa nella sezione di giunto, e di un opportuno angolo di diffusione del carico imposto alle estremità del concio. Note così le altezze resistenti del concio, nelle sezioni di giunto e di mezzeria, possiamo determinare facilmente anche il valore della rigidità flessionale corrispondente EJ . Si ipotizza poi che tale grandezza abbia andamento lineare a tratti fra le sezioni di giunto e di mezzeria, e pertanto per il concio i -esimo di trave, compreso fra le sezioni x_i e x_{i+1} , a seconda delle condizioni di apertura dei giunti alle sue estremità, possono presentarsi tre diverse possibilità:

1)

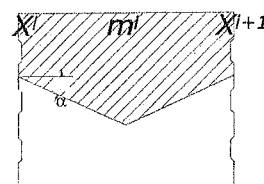


Fig. 8 Generico concio con entrambe le sezioni di estremità aperte ([6])

$$EJ(x) = EJx_i - 2(EJm_i - EJx_i)(i-1) + \frac{2}{\Delta l}(Jm_i - Jx_i)x$$

per $x \in ((i-1)\Delta l; i\Delta l - \Delta l/2)$

$$EJ(x) = EJm_i + (1-2i)(EJx_{i+1} - EJm_i) + \frac{2}{\Delta l}(EJx_{i+1} - EJm_i)x$$

per $x \in (i\Delta l - \frac{\Delta l}{2}; i\Delta l)$

2)

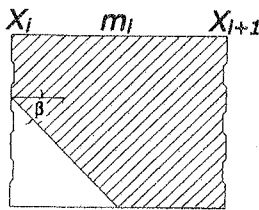


Fig. 9 Generico concio con una sezione di estremità aperta, l'altra chiusa ([6])

$$EJ(x) = EJx_i - 2(EJ_c - Jx_i)(i-1) + \frac{2}{\Delta l}(EJ_c - EJx_i)x$$

per $x \in ((i-1)\Delta l; i\Delta l - \frac{\Delta l}{2})$

$$EJ(x) = EJ_c \text{ per } x \in (i\Delta l - \frac{\Delta l}{2}, i\Delta l)$$

Naturalmente quest'ultime espressioni con gli opportuni scambi di intervallo, valgono anche invertendo la posizione della sezione chiusa, e della sezione aperta all'estremità del concio.

3)

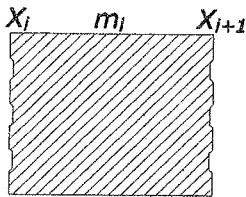


Fig. 10 Generico concio con entrambe le sezioni di estremità chiuse ([6])

$$EJ(x) = EJ_c \text{ per } x \in ((i-1)\Delta l; i\Delta l - \frac{\Delta l}{2})$$

$$EJ(x) = EJ_c \text{ per } x \in (i\Delta l - \frac{\Delta l}{2}, i\Delta l)$$

Qualora per diverse aperture all'estremità del concio, si venissero ad individuare due diversi valori della altezza resistente nella sezione di mezzeria, si assume come valore per il calcolo, quello più elevato.

Noto l'andamento della rigidezza flessionale lungo lo sviluppo della trave, è possibile applicare ora le formule classiche per le travi, e ricavare così facilmente, rotazioni d'estremità e spostamenti trasversali. Nel caso in cui tutti i giunti siano chiusi, abbiamo come ben noto:

$$\phi_1 = - \int_0^l \theta(\xi) \frac{(1-\xi)}{l} d\xi \cong - \sum_{i=1}^n \theta_i \frac{(1-\xi_i)}{l} \Delta l$$

$$\phi_2 = \int_0^l \theta(\xi) \frac{\xi}{l} d\xi \cong \sum_{i=1}^n \theta_i \frac{\xi_i}{l} \Delta l$$

$$v(\xi_j) = -\phi_1 \xi_j + \int_0^{\xi_j} (\xi_j - \xi) \theta(\xi) d\xi \cong -\phi_1 \xi_j + \rightarrow$$

$$\sum_{i=1}^{\xi_j} (\xi_j - \xi_i) \theta_i \Delta l$$

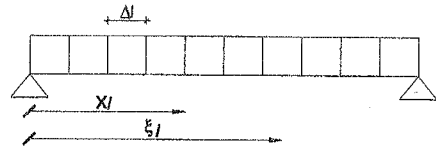


Fig. 11 Sistemi di coordinate utilizzate nelle formule con riferimento alla trave a concii ([6])

Nel caso invece in cui almeno un giunto si sia aperto, abbiamo:

$$\phi_1 = - \int_0^l \theta(\xi) \frac{(1-\xi)}{l} d\xi \cong - \sum_{i=1}^n \frac{M_{mi}(1-\xi_i)}{l} \rightarrow$$

$$\left(\int_{(i-1)\Delta l}^{i\Delta l} \frac{1}{EJ(x)} dx \right)$$

$$\phi_2 = \int_0^l \theta(\xi) \frac{\xi}{l} d\xi \cong \sum_{i=1}^n \frac{M_{mi}\xi_i}{l} \left(\int_{(i-1)\Delta l}^{i\Delta l} \frac{dx}{EJ(x)} \right)$$

$$v(\xi_j) = -\phi_1 \xi_j + \int_0^{\xi_j} (\xi_j - \xi) \theta(\xi) d\xi \cong -\phi_1 \xi_j + \rightarrow$$

$$\sum_{i=1}^{\xi_j} (\xi_j - \xi_i) \frac{M_{mi}}{l} \left(\int_{(i-1)\Delta l}^{i\Delta l} \frac{dx}{EJ(x)} \right)$$

Pertanto il modello di calcolo è completamente definito, a parte la determinazione dell'angolo α che definisce la diffusione del carico all'interno dei concii.

Come accennato in precedenza tale angolo dipende da diversi fattori, tanto che la sua determinazione analitica risulta assai complicata. In questo lavoro, si sono ricercati dei valori plausibili di tale grandezza, attraverso delle analisi agli elementi finiti, effettuate per conci aventi diversi rapporti altezza-larghezza, ed all'interno di ogni singolo caso si sono considerate quattro diverse altezze di carico. I risultati di tali analisi sono riportati interamente in ([6]). Ad esempio per un concio con rapporto altezza-larghezza pari a 0.8, la figura seguente riporta l'andamento dell'angolo di diffusione per diverse altezze delle zone reagenti delle sezioni di giunto.

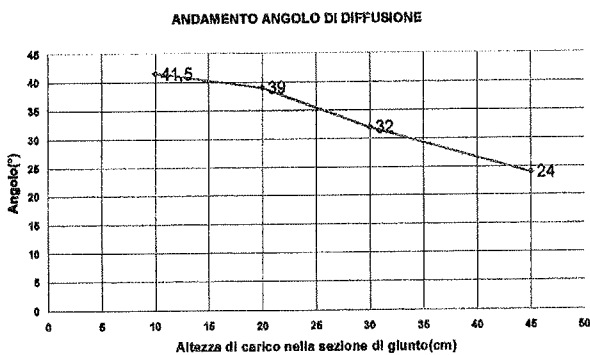
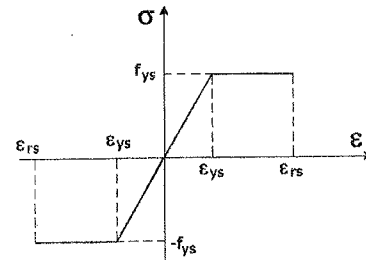


Fig. 12 Andamento dell'angolo di diffusione per un concio con rapporto altezza/larghezza=0.8 ([6])

Interpretato così il comportamento del sistema una volta che i giunti si sono aperti, è stato messo a punto un programma di calcolo attraverso cui è possibile procedendo per incrementi di carico determinare una stima del carico ultimo del sistema, e della sua configurazione deformata. Il procedimento utilizzato oltre ad utilizzare il modello prima descritto, è formulato sulle seguenti ipotesi di base:

- 1) Si considera il comportamento non-lineare dei sistemi indagati, sia quello dovuto al comportamento dei materiali, attraverso la scelta di leggi costitutive opportune, sia quello di tipo geometrico, utilizzando procedure iterative che procedono per successivi passi elastici lineari.
- 2) Si suppone che i cavi di precompressione abbiano andamento rettilineo fra due successivi punti di aderenza (si trascura cioè la deformata dei cavi dovuta al loro peso proprio).
- 3) Si trascura l'attrito presente fra il cavo e gli elementi che di deviazione, ovvero si ammette che i cavi possano scorrere liberamente al loro interno.
- 4) Si considerano i giunti fra concio e concio, infinitamente rigidi a taglio, ovvero si trascurano gli slittamenti fra i conci ai fini della deformata del sistema.
- 5) Si trascurano i problemi di "contatto" presenti fra concio e concio una volta aperti i giunti relativi.

- 6) Si schematizza il comportamento dell'armatura passiva attraverso una legge di tipo elastico-perfettamente plastico.



$$\varepsilon_{ys} = \frac{f_{ys}}{E_s}, \varepsilon_{rs} = 0.01$$

Fig. 13 Legge costitutiva utilizzata per l'armatura passiva

- 7) Si ammette la conservazione delle sezioni piane
- 8) Si schematizza il comportamento dell'armatura attiva attraverso una legge di tipo elastico-lineare fino ad un certo livello di tensione, attraverso una legge implicita del quinto ordine per livelli superiori.

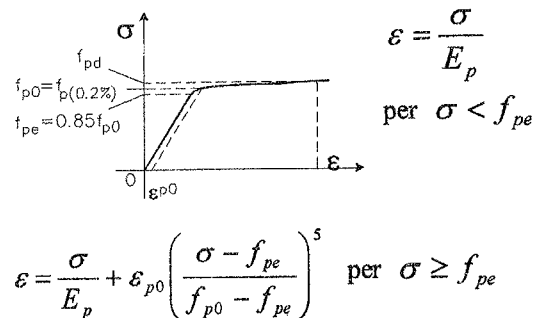


Fig. 14 Legge costitutiva utilizzata per l'armatura attiva

- 9) Si schematizza il comportamento del calcestruzzo attraverso la legge costitutiva parabola-rettangolo.

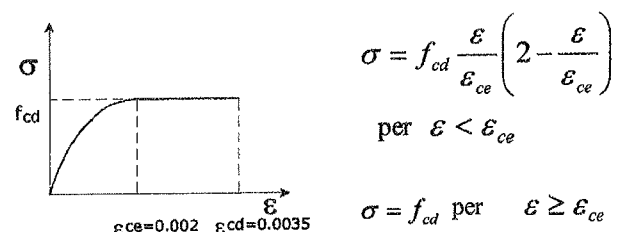
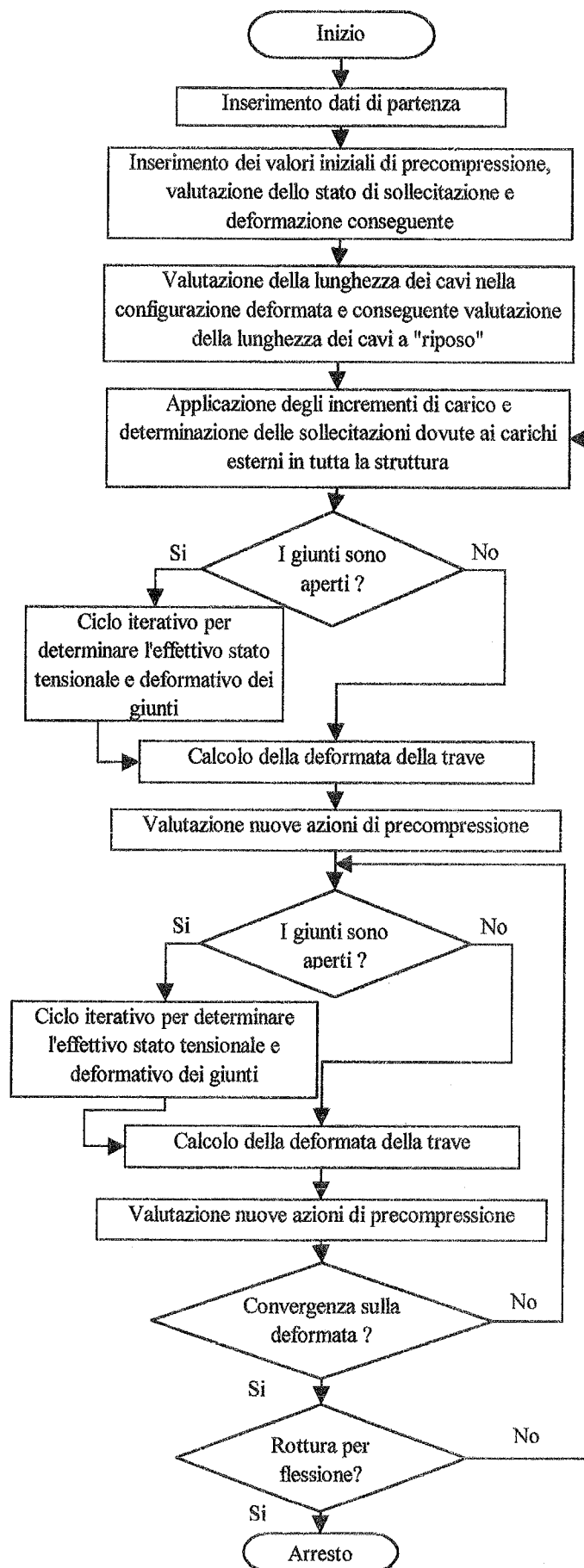


Fig. 15 Legge costitutiva utilizzata per il calcestruzzo

Di seguito viene riportato il diagramma di flusso del programma messo a punto:



Per verificare la bontà del modello proposto, il programma di calcolo è stato applicato ad una delle travi provate in Francia presso il C.E.B.T.P., di cui si riportano di seguito le caratteristiche essenziali.

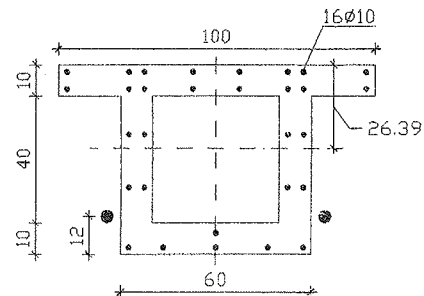


Fig. 16 Trave di prova utilizzata per verificare la bontà del modello ([7])

- Cavi di precompressione impiegati: 2 cavi 6T13 ($A_p=1116 \text{ mm}^2$)
- Tensione al limite di elasticità per l'acciaio armonico impiegato: $f_{pe}=1813 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura per l'acciaio armonico impiegato: $f_{pr}=2000 \text{ N/mm}^2$
- Calcestruzzo con resistenza cilindrica $f_{ck}=400 \text{ N/mm}^2$.
- Tensione al limite di elasticità per l'armatura lenta: $f_{pe}=484 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura per l'armatura lenta: $f_{pr}=7440 \text{ kg/cm}^2$
- Tiro iniziale nei cavi: 16470 N
- Carico di apertura dei giunti: $P=3434 \text{ N}$
- Carico di rottura: $P=5523 \text{ N}$
- Freccia a rottura: $f=57 \text{ mm}$

L'applicazione del modello proposto, ha portato ad un carico di rottura di circa 4600 N (con un errore quindi rispetto al carico sperimentale del 16%), e ad una freccia a rottura di 44 mm, (con un errore rispetto ai risultati sperimentali del 22%). Il tiro ultimo valutato nei cavi è risultato pari a 19350 N contro i 19700 N ottenuti sperimentalmente.

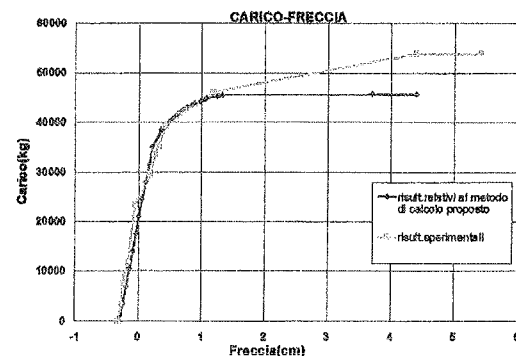
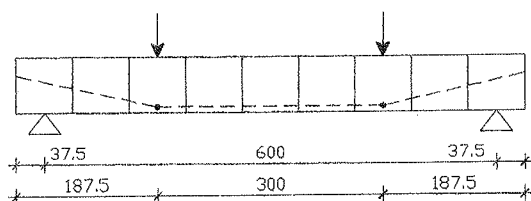


Fig. 17 Diagramma carico-freccia ([6])



Prima dell'apertura dei giunti

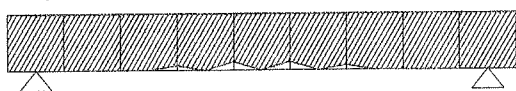
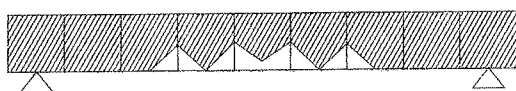
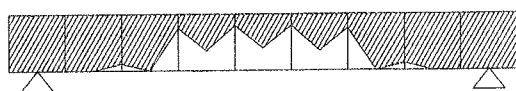
All'apertura dei giunti $P=38560 \text{ Kg}$ In corrispondenza del carico $P=44950 \text{ Kg}$ In corrispondenza del carico ultimo $P=46000 \text{ Kg}$ 

Fig. 18 Schemi resistenti della trave in base al modello resistente adottato, per diversi valori del carico esterno ([6])

3.3 Conclusioni.

Nonostante le approssimazioni fatte in partenza, il modello sembra riprodurre abbastanza bene il reale comportamento della trave considerata. Confortante sembra essere il fatto che la differenza di comportamento fra la trave reale ed il modello proposto, avvenga nella fase di comportamento non lineare del sistema dove eccessiva è ormai divenuta la deformabilità della trave, anche per un suo utilizzo in condizioni eccezionali. Per contro vi è un'ottima rispondenza dei risultati nella prima fase di comportamento non lineare, dove la deformabilità si accresce rapidamente, ma riesce comunque a mantenersi su livelli di pratico utilizzo per la trave. E' questa la fase che interessa d'altra parte maggiormente il progettista, ovvero il campo di comportamento ammissibile per la trave, ma di tipo marcatamente non-lineare e quindi non descrivibile attraverso strumenti di calcolo usuali.

Il modello proposto riesce a descrivere bene tale fase di comportamento, e sebbene non colga perfettamente la condizione di "rottura", riproduce molto bene la condizione ultima del sistema, individuabile come punto del diagramma freccia-carico, oltre il quale a piccoli incrementi di carico, fanno riscontro elevati incrementi di deformabilità. Costituisce pertanto uno strumento di pratica utilizzazione capace di individuare un limite inferiore per il carico ultimo, dal quale è necessario difendersi con adeguati coefficienti di sicurezza.

Simbologia

- $(\Delta \varepsilon_{pu})_m$ = incremento di deformazione medio, nel cavo unbonded
- $(\Delta \varepsilon_{pb})_m$ = incremento di deformazione medio, nel cavo bonded
- $(\Delta \varepsilon_{cp})_m$ = incremento di deformazione medio, nella fibra di calcestruzzo adiacente al cavo
- L = lunghezza complessiva della trave
- E = modulo elastico dell'acciaio
- ε_{ce} = deformazione nella fibra di calcestruzzo adiacente al cavo, valutata all'atto del tiro dei cavi
- ε_{cu} = deformazione nella fibra di calcestruzzo adiacente al cavo, valutata a rottura
- f_{pe} = tensione nel cavo valutata all'atto del tiro.
- f_{pu} = tensione nel cavo valutata a rottura.
- c = altezza della zona compressa a rottura.
- d_{ps} = distanza del baricentro del cavo dall'estradosso della sezione
- M_{mi} = momento flettente nella sezione di mezzeria del concio i -esimo
- M_{ξ} = momento flettente nella sezione ξ della trave
- EJ_{ξ} = rigidezza flessionale nella sezione ξ della trave
- EJ_{mi} = rigidezza flessionale nella sezione di mezzeria del concio i -esimo
- $\theta_i = M_{mi}/EJ_{mi}$ = curvatura per il concio i -esimo della trave
- $\theta_{\xi} = M_{\xi}/EJ_{\xi}$ = curvatura della trave nella sezione ξ
- l = lunghezza complessiva della trave
- ϕ_1 = rotazione nell'estremità sinistra della trave
- ϕ_2 = rotazione nell'estremità destra della trave
- $v(\xi)$ = spostamento trasversale nella sezione ξ della trave

BIBLIOGRAFIA

- [1] VIRLOGEUX M. – 1990, "Non linear analysis of externally prestressed structures", 11th FIP Congress, Hamborg.
- [2] VIRLOGEUX M. – 1991, "La conception et la construction des ponts à précontrainte extérieure au béton", Annales de l'I.T.B.T.P., n°499.
- [3] NAAMAN A.E. – 1991, "Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons", Part.1., ACI Structural Journal, n°6, pp.641-651.
- [4] NAAMAN A.E. – 1991, "Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons", Part.2., ACI Structural Journal, n°6, pp.641-651.
- [5] MORANO S.G. – 1994, "Analisi in esercizio ed a rottura di travi precomprese con cavi esterni", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, VII Ciclo, Sede amministrativa: Università di Firenze
- [6] MANGONI E. – 1998, "Comportamento fino a rottura di travi costruite con conci prefabbricati e precompressione esterna", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, X Ciclo, Sede amministrativa: Università di Firenze
- [7] FOURE B., HOANG L.H., REZENDE MARTINS P. – 1991, "Problèmes de sécurité à rupture et de modelisation du comportement des poutres en béton à précontrainte extérieure", Annales, n°491, pp.47-94.

L'INVENZIONE DELLE STRUTTURE PARZIALMENTE PRECOMPRESSE: UN CONTRIBUTO TUTTO ITALIANO ALL'EVOLUZIONE DELLA PRECOMPRESSIIONE

Agostino MARIONI

Ingegnere Civile
Alga S.p.a.
MILANO

SOMMARIO

Questo articolo vuol ricordare la nascita delle strutture parzialmente precomprese, avvenuta nel 1942, e rendere omaggio ai suoi due inventori: Pietro Noli e Giuseppe Marioni. Tale tecnologia prevede l'impiego di elementi precompressi di calcestruzzo ed eventualmente laterizio conglobati in una sezione mista della quale costituiscono l'elemento resistente a trazione. Essa è nata e si è sviluppata principalmente per essere applicata ai solai laterocementizi. L'articolo documenta, con fotografie d'epoca e copie dei brevetti originali la nascita, i successivi sviluppi e l'applicazione nel mondo di questa invenzione che costituisce un importante contributo Italiano all'evoluzione della precompressione.

SUMMARY

This paper aims recording the birth of the partially prestressed structures, in 1942, and pay homage to their inventors, Pietro Noli and Giuseppe Marioni. This technology consists in utilising prestressed elements made of concrete or concrete and brick as tension resisting components of a composite section. It has been primarily developed for the application to prefabricated concrete brick decks. The paper documents, through original patents and photographs of that time, the birth, development and world-wide industrial application of this invention that represents an important Italian contribution to the development of the prestressing technology.

1. LA NASCITA DELLE STRUTTURE PARZIALMENTE PRECOMPRESSE

Gli inglesi usano il termine *serendipity*, che mi sia consentito di tradurre con serendipità, per indicare l'abilità naturale di trovare cose interessanti o preziose che non si stavano cercando. Certamente ne erano dotati i due giovani ingegneri Pietro Noli e Giuseppe Marioni quando, avendo appreso dai sacri testi di Eugène Freyssinet l'esistenza della precompressione, si ripromisero di sperimentarne gli effetti su di un solaio laterocementizio.

Si era nel lontano 1942, la seconda guerra mondiale era in pieno svolgimento e di certo i mezzi tecnici per effettuare simili sperimentazioni non abbondavano. Ciò non disarmò i due giovani ingegneri che riuscirono ad allestire un rudimentale banco di prova con mezzi di fortuna (vedi Fig. 1). Le armature di precompressione erano costituite da corde di pianoforte che, a quel tempo, rappresentavano l'unica fonte commerciale di acciaio ad altissima resistenza. Per tale

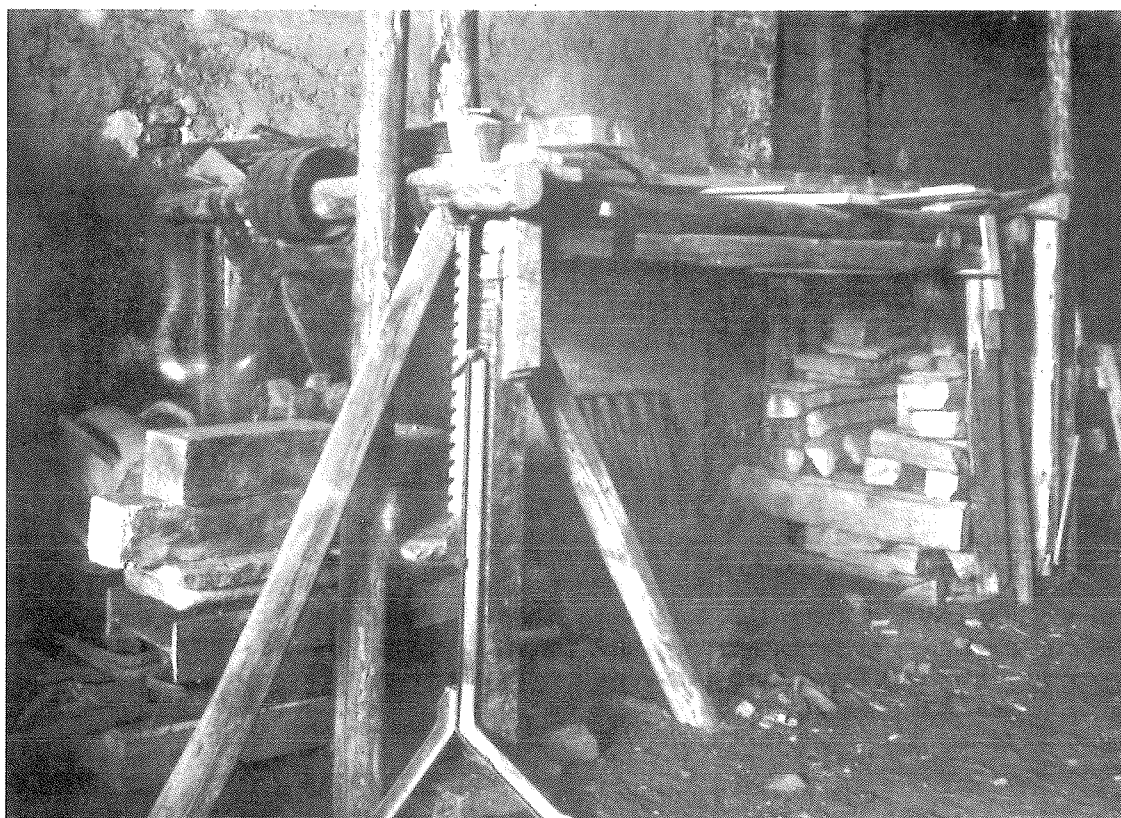


Fig. 1 Il banco di prova sul quale vennero effettuati i primi esperimenti di precompressione parziale nel 1942

motivo l'acciaio da precompresso ancor oggi viene talvolta denominato acciaio armonico. La messa in tensione veniva effettuata applicando materialmente dei pesi ai fili d'acciaio, come si distingue chiaramente nella Figura 1. E' evidente che con tali mezzi non era possibile applicare forze di precompressione elevate ed i primi tentativi, coi quali gli sperimentatori cercavano di precomprimere un elemento di solaio laterocementizio del commercio a cui i fili erano solidarizzati mediante un getto di conglomerato cementizio, dettero risultati scarsamente apprezzabili. Per poter meglio evidenziare gli effetti della precompressione ecco balenare l'idea di sezionare longitudinalmente l'elemento di solaio in modo da ridurre la sezione e di ricollegarlo successivamente mediante un getto di conglomerato cementizio ad operazioni di precompressione ultimate. Con tale sistema non solo gli effetti della precompressione divennero evidenti ma il comportamento della sezione di solaio ricomposta dopo averne precompressa una parte risultò al di sopra di ogni aspettativa. Tentando quindi di eseguire un'applicazione "banale" della precompressione i due ricercatori trovarono un risultato inaspettato ben più importante che inizialmente non pensavano di ottenere, dimostrando di essere dotati di notevole serendipità. L'idea venne subito brevettata nel 1942, precisamente il

4 Aprile, col titolo: *Armatura precompressa per strutture a base di cemento o di laterizi o miste o simili e strutture armate con tale armatura*. Il titolo è un po' contorto ma mette in evidenza il concetto innovativo, espresso poi maggiormente in dettaglio nella descrizione e nelle rivendicazioni, di utilizzare un elemento precompresso come armatura di una struttura composta. Il concetto viene poi ancora meglio chiarito in un successivo brevetto depositato il 26 Settembre 1942 ed avente per titolo: *Armatura composta coatta per costruzioni e strutture a base di materiali elasticamente compressibili, strutture armate con tale armatura e sistema di costruzione con armature composte coatte distribuite nella zona di tensione*. Nelle figure 2 e 3 sono riprodotti alcuni degli schemi esplicativi che corredevano i brevetti citati. A questi brevetti iniziali ne seguirono molti altri, depositati dagli stessi inventori, riguardanti le più svariate applicazioni della precompressione ai solai laterocementizi: brevetti che non è il caso di approfondire in questa sede. I brevetti vennero successivamente estesi in molte nazioni Europee tra le quali sicuramente la Norvegia e la Svizzera. L'Enciclopedia Italiana, più nota come Enciclopedia Treccani, dà notizia dell'invenzione nell'Appendice II, anni 1938-48 alla voce Cemento Armato redatta da Carlo Cestelli Guidi,

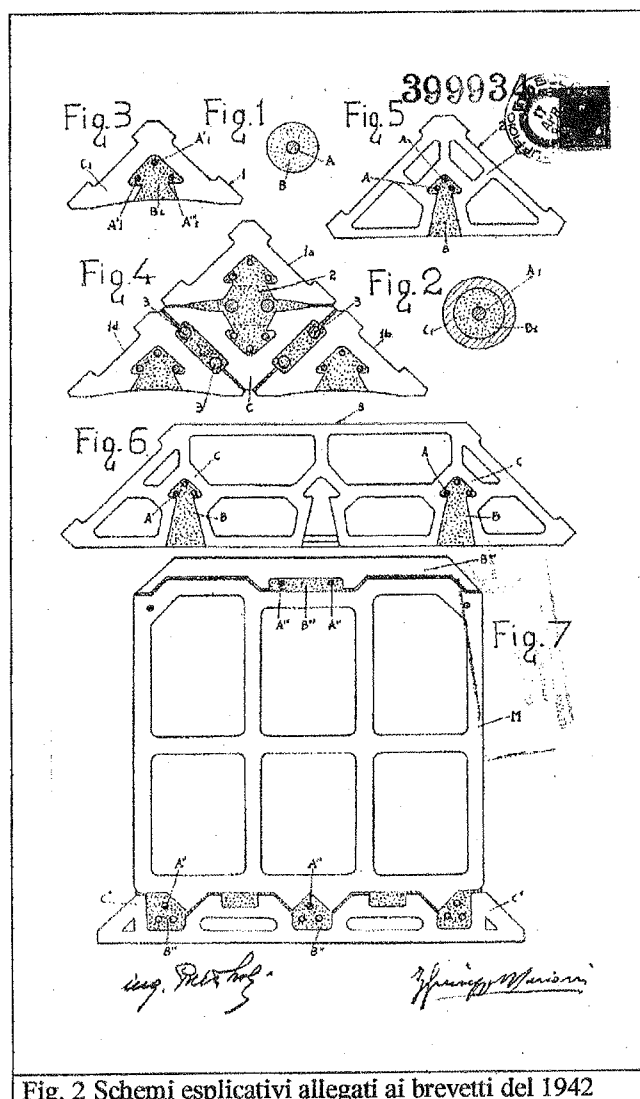


Fig. 2 Schemi esplicativi allegati ai brevetti del 1942

con queste parole: "In un tipo di struttura mista ideata dagli ingegneri Noli e Marioni, gli elementi precompressi risultano costituiti da travetti di laterizi forati con sottostante fondello, fra i quali trovano posto i tondini pretesi; fra i travetti precompressi vengono posti dei forati non precompressi".

2. CONVALIDA SPERIMENTALE DELL'INVENZIONE

Per la convalida dei primi risultati sperimentali ottenuti con mezzi di fortuna era necessaria l'esecuzione di prove più dettagliate condotte con la supervisione di laboratori ufficiali. I primi prototipi di travetti laterocementizi precompressi inviati al Politecnico di Milano produssero però, inaspettatamente, un risultato negativo: risultato negativo non dal punto di vista sperimentale in quanto i travetti non furono nemmeno

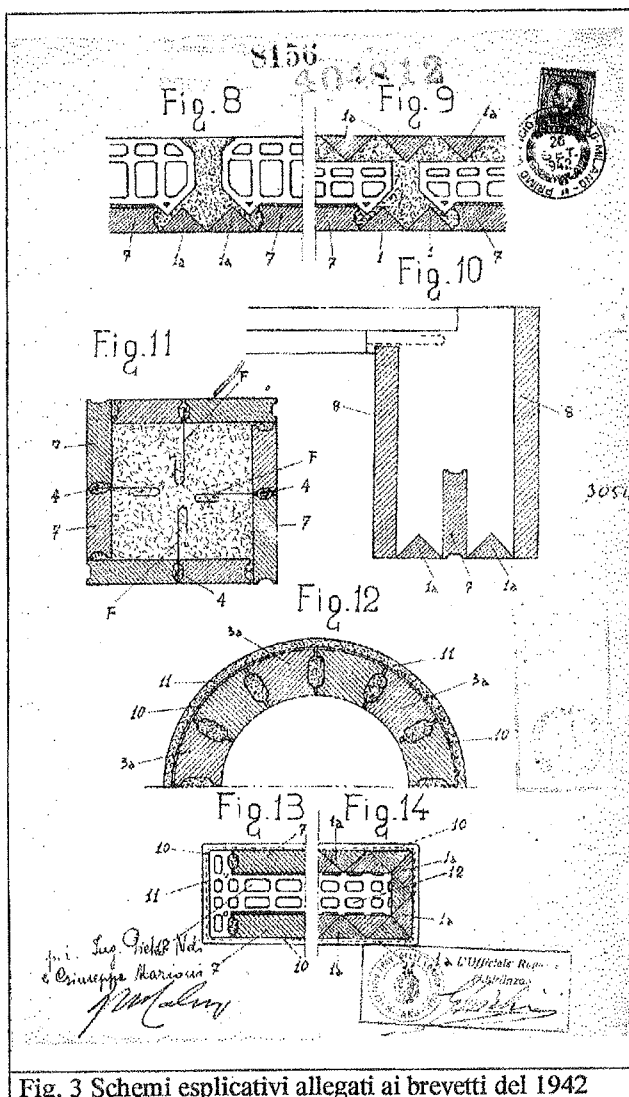


Fig. 3 Schemi esplicativi allegati ai brevetti del 1942

provati, ma da quello delle pubbliche relazioni. Il fatto è che il giovane assistente al quale era stata sottoposta la problematica dei travetti precompressi in vista della sperimentazione, non avendo subito compreso che i travetti erano già realizzati e pronti da provare, ne aveva sconsigliato la realizzazione sostenendo che la precompressione di un elemento snello ne avrebbe provocato il carico di punta. La gaffe non giovò ai successivi rapporti tra gli inventori ed alcuni importanti docenti del Politecnico di Milano che da quel momento per più d'un decennio guardarono con sospetto e diffidenza se non addirittura ostacolarono la tecnologia della precompressione definendola una cosa innaturale o un "qualcosa che trasformava la struttura in un Gruviera." Le prime prove aventi carattere ufficiale vennero quindi eseguite, si può immaginare in mezzo a quali difficoltà, a Zurigo nel 1944. In seguito ad interessamento del Prof. Colonnetti le prove vennero eseguite nel laboratorio diretto dal Professor Roš sotto il controllo



Fig. 4 Prova di carico su di un solaio laterocementizio con travetti precompressi

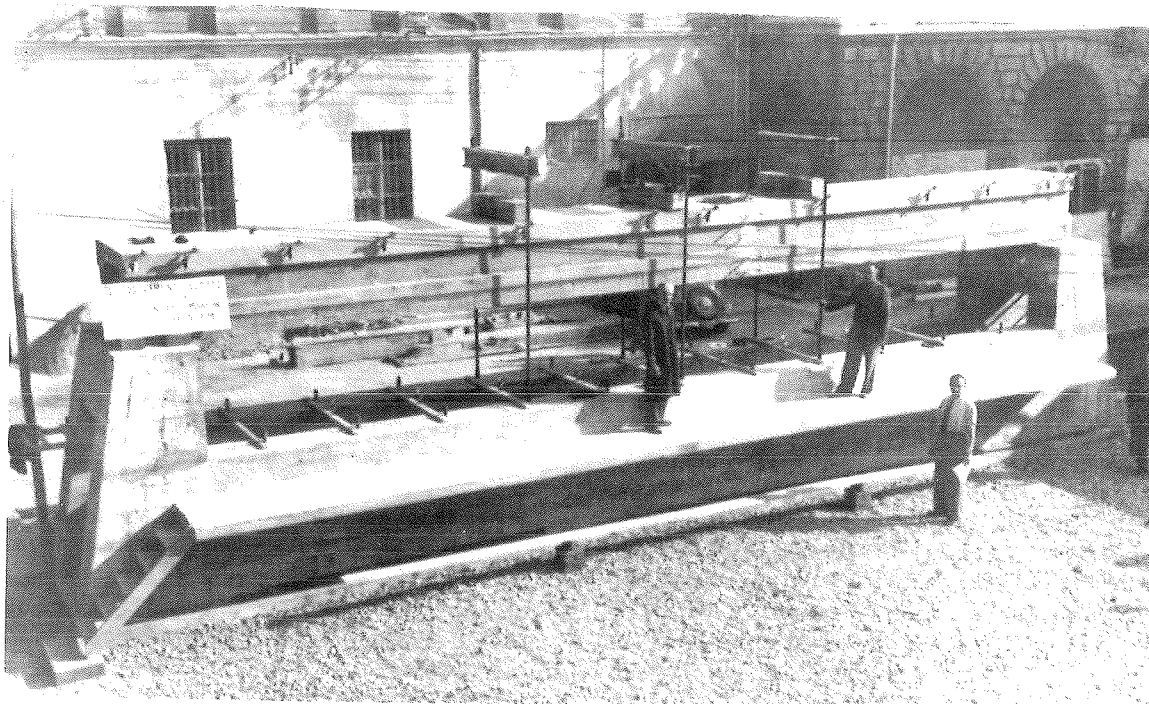
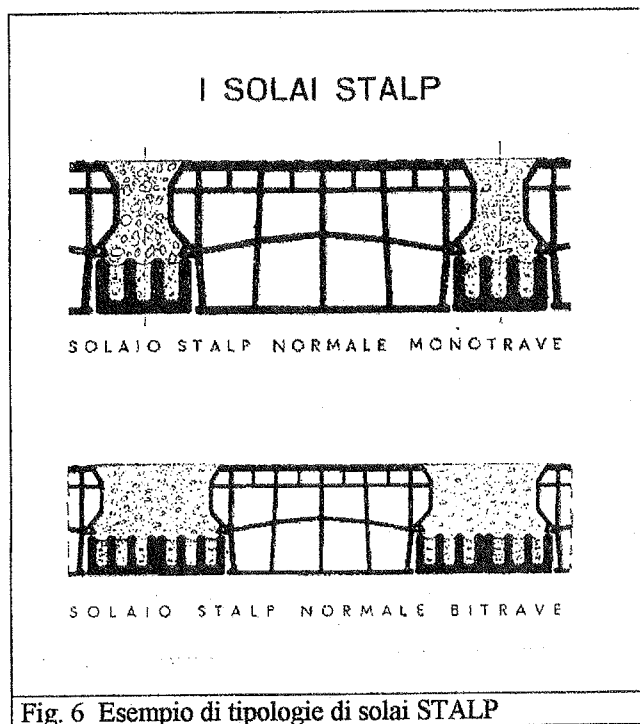


Fig. 5 Banco per prove dimostrative di solai allestito presso l'Arena di Milano



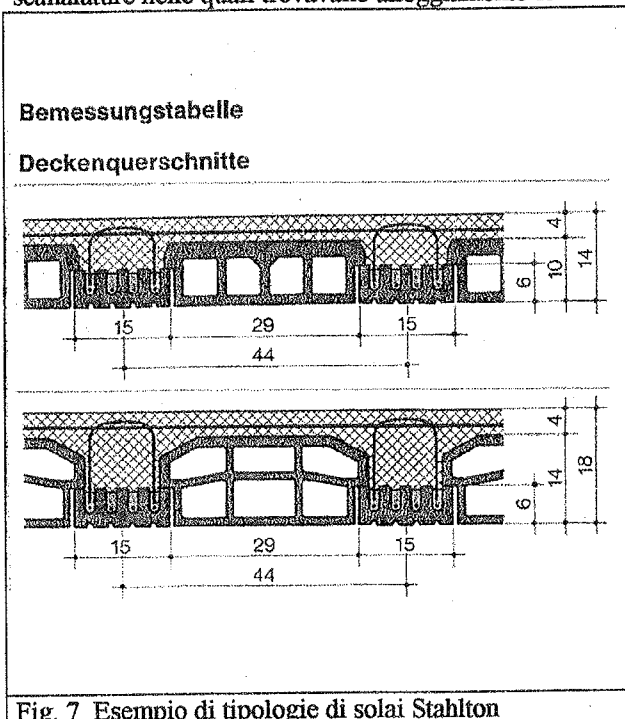
dell'allora giovane ingegnere Franco Levi. Tanto il Prof. Colonnetti che l'Ing. Levi erano a quel tempo rifugiati in Svizzera e si trovavano presso il Collegio Militare di Losanna. Le prove poterono essere eseguite anche grazie al sostegno finanziario dell'Ing. Rodio, fondatore dell'omonima Impresa. Le sperimentazioni condotte sulle strutture parzialmente precomprese diedero modo al futuro Prof. Levi di approfondirne scientificamente le caratteristiche ed il comportamento documentando i risultati in una serie di memorie che sono citate in bibliografia.

Nella figura 3 è rappresentata una prova dimostrativa effettuata su di un solaio laterocementizio realizzato con travetti precompressi. Si noti come il carico venisse applicato materialmente con una serie di mattoni. Nella figura 4 è rappresentato un banco di prova in cemento armato realizzato a Milano per prove dimostrative.

3. SVILUPPO COMMERCIALE DELL'INVENZIONE

Per lo sviluppo commerciale dell'invenzione era necessaria la messa a disposizione dei progettisti dei necessari strumenti di calcolo. Venne pertanto messo a punto il progetto esecutivo di tutta una gamma di solai adatti per le più svariate situazioni di luci e sovraccarichi, unitamente alla preparazione di un manuale d'uso e applicazione. La tipologia dei solai che sfruttavano l'invenzione venne battezzata in Italia col nome di "Solai STALP" ed in Svizzera col nome di

"Stahlton Decken". Le caratteristiche dei solai STALP o Stahlton vennero pubblicate sui principali manuali in uso ai progettisti come ad esempio il Manuale dell'Architetto. I solai prevedevano l'impiego di travetti precompressi costituiti da elementi di laterizio dotati di scanalature nelle quali trovavano alloggiamento le



armature di precompressione (costituite da trecce) ed il calcestruzzo che le solidarizzava al laterizio. I travetti venivano posti ad interasse di circa 50 centimetri; ad essi venivano appoggiati dei blocchi di laterizio detti pignatte, fra le quali restavano delle nervature che venivano realizzate con un getto in opera. Le figure 6 e 7 mostrano alcune delle tipologie più frequenti. L'invenzione, oltre che in Italia, venne sfruttata attraverso contratti di licenza o accordi commerciali, in numerose nazioni Europee tra cui la Svizzera e l'Austria.

4. SFRUTTAMENTO INDUSTRIALE DELL'INVENZIONE

Poco dopo la fine della seconda guerra mondiale, alla fine degli anni '40, venne dato il via alla costruzione del primo stabilimento per lo sfruttamento industriale dell'invenzione. Esso sorgeva a Milano, in Viale Carnia, su di un'area di 10000 metri quadrati dei quali 2000 coperti. Il capannone principale, della lunghezza di 100 metri comprendeva 4 linee o "banchi" di precompressione (vedi Fig. 8). I banchi di precompressione erano dotati alle due estremità di opportune fondazioni per resistere alle forze di

precompressione e di testate in acciaio alle quali le armature, costituite da trecce di acciaio armonico, erano ancorate mediante cunei. Le trecce erano messe in

tensione mediante un martinetto meccanico. Sono tutte tecnologie oggi ben note ma che a quel tempo dovettero essere studiate e messe a punto *ex novo*. Sui banchi di

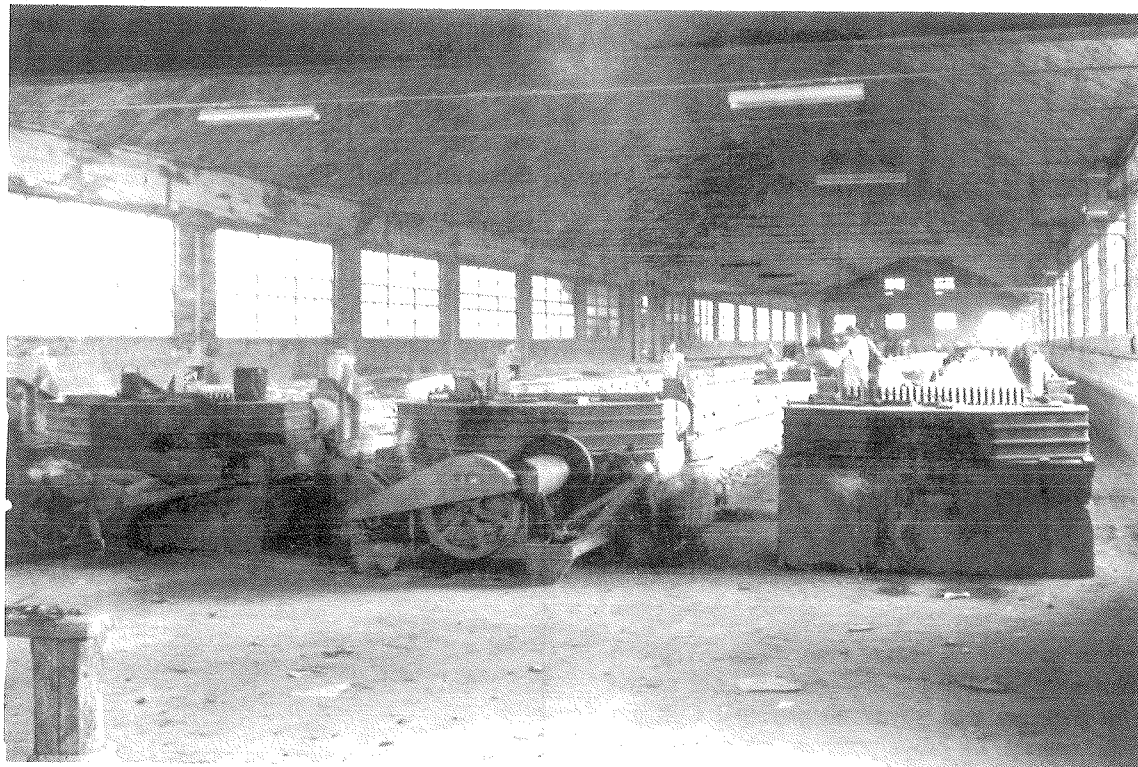


Fig. 8 Il primo stabilimento per la produzione industriale dei solai STALP, situato in Milano, Viale Carnia

precompressione venivano effettuate in successione le seguenti fasi di lavorazione:

- disposizione dei fondelli di laterizio
- stesura delle trecce di acciaio armonico
- messa in tensione delle stesse
- getto e vibrazione del calcestruzzo di completamento

Tali operazioni venivano eseguite per più strati sovrapposti. Seguiva la copertura degli strati con un tunnel metallico coibentato e dotato di resistenze elettriche che consentivano il riscaldamento e la maturazione accelerata dei manufatti. Il riscaldamento elettrico e non a vapore come si usa attualmente per i prefabbricati in calcestruzzo si dimostrò ottimale per i seguenti motivi:

- i laterizi componenti i travetti dovevano venire bagnati prima dell'impiego per evitare la disidratazione del calcestruzzo; l'evaporazione dell'umidità in essa contenuta, senza ulteriori apporti, risultò ideale per una corretta maturazione del calcestruzzo

- i cicli di lavorazione prevedevano la maturazione nelle ore notturne, con un costo ridotto dell'energia elettrica.

Dopo la maturazione le trecce venivano allentate mediante martinetti idraulici trasferendo la relativa forza di precompressione ai travetti e successivamente venivano tagliate col canello.

Lo stabilimento di Viale Carnia produsse ben 14 milioni di metri quadrati di solaio che vennero impiegati nelle numerose ricostruzioni post-belliche in Milano e zone limitrofe. Il solaio STALP costituiva una tipologia di prefabbricazione ultraleggera che ben si addiceva alle esigenze costruttive ed ai mezzi d'opera del tempo. Il solaio STALP venne prodotto su licenza in altri stabilimenti in Europa. La produzione in Italia cessò alla fine degli anni '70 sia per le mutate esigenze costruttive sempre più orientate verso una maggiore industrializzazione, sia per il netto calo delle costruzioni di edifici civili.

5. CONCLUSIONE

L'invenzione delle strutture parzialmente precomprese costituisce una pietra miliare nella storia dell'ingegneria civile strutturale.

L'autore di questo articolo, figlio di uno degli inventori, l'ha voluta materialmente collocare nella letteratura scientifica

6. RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera ringraziare il Prof. Franco Levi per avergli fornito numerose notizie inerenti le prove ed i riferimenti bibliografici.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] FRANCO LEVI – 1943, Calcolo delle strutture composte di elementi in stato di coazione e di calcestruzzo allo stato naturale non deformato, Pontificia Accademia delle Scienze, Acta.
- [2] FRANCO LEVI – 1944. Le Béton armé précontraint, Bulletin du Centre d'Etudes du Batiment, Losanna
- [3] FRANCO LEVI – 1945, Esperienze su travi parzialmente precomprese, Rivista "Il Cemento"

TECNOLOGIA DELLA PRETENSIONE PER LA PRECOMPRESSIONE DI GRANDI TRAVI A "V" PREFABBRICATE PER IMPALCATI DELL'ALTA VELOCITÀ

Ing. Gabriele Nati, Ing. Andrea Polli

Ufficio Tecnico Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A.

SOMMARIO

L'articolo mette in evidenza la "messa a punto" eseguita sulla tecnologia della presollecitazione a trefoli pretesi adottata per le travi prefabbricate per gli impalcati ferroviari dell'Alta Velocità della linea Roma-Napoli. Evidenzia anche i criteri di calcolo adottati per assorbire gli sforzi d'introduzione delle forze di precompressione nelle testate e riporta i risultati ottenuti da un'indagine svolta sull'evoluzione dei gradienti termici del calcestruzzo, nel periodo di maturazione, lungo gli spessori più significativi dell'elemento.

SUMMARY

The article presents aspects of the "fine-tuning" of pre-tensioned prestressing technology used for the prefabrication of V-beams for the Rome-Naples section of the High Speed Railway Project. The design criteria of the anchorage zones, with particular attention especially related to the bursting and the spalling forces, are described. Furthermore, the results of a survey of the variation over time of the values of the thermal gradients through the depth of critical zones of the beam during the curing phase are also illustrated.

1. GENERALITÀ

Per i viadotti ferroviari dell'A.V. della linea Roma-Napoli ricadenti nella tratta compresa tra il km 14+131 ed il km 25+889, con interasse tra le pile pari a 33.60 m, è stato adottato un impalcato costituito da due travi a "V" prefabbricate, con soletta gettata in opera su lastre di calcestruzzo collaboranti.

La particolare tipologia della sovrastruttura è stata scelta in relazione alla notevole flessibilità che tale tipo di impalcato consente sia nei riguardi del trasporto che

per il varo delle travi. Infatti, i viadotti ricadenti in questo tratto attraversano tutta una serie di ostacoli naturali e non sono accessibili attraverso la viabilità ordinaria e pertanto il trasporto doveva avvenire lungo le aree di cantiere su piste provvisorie non avendo a disposizione la linea completa.

La scelta di un impalcato con due travi a "V" è stata resa necessaria anche perchè tale tipologia consente la realizzazione di un impalcato con un numero minore di giunti in opera ottenendo, rispetto ad un impalcato con più travi accostate, un risparmio di tempo ed una qualità superiore dell'opera. Inoltre, il peso sufficientemente

contenuto delle singole travi, pari a 2070 kN, ha permesso il trasporto ed il varo delle stesse senza l'impiego di macchinari particolarmente impegnativi che possono avere un'influenza rilevante nel dimensionamento dell'impalcato stesso. Infine, grazie alla possibilità di trasportare le travi anche in galleria, è risultato possibile prefabbricare le stesse in un unico impianto dislocato in posizione baricentrica rispetto ai viadotti da realizzare.

2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E MODALITÀ COSTRUTTIVE

Gli impalcati, che sono semplicemente appoggiati, sono stati realizzati attraverso le seguenti fasi costruttive:

- Prefabbricazione, trasporto e varo delle due travi a "V";

- getto di completamento dei trasversi di collegamento e successiva precompressione a cavi degli stessi;
- inghisaggio degli appoggi;
- posa in opera delle mensole provvisorie di sostegno degli sbalzi della soletta;
- getto di completamento della soletta con esclusione dei soli paraballast.

Le pendenze trasversali a doppia falda dell'impalcato pari all'1.5%, necessarie allo smaltimento delle acque meteoriche, sono state ottenute adottando due altezze diverse per le anime di ciascuna trave, in modo da poter mantenere lo spessore della soletta costante.

Al fine di snellire il prospetto dell'impalcato si sono conformati gli sbalzi della soletta in modo tale da fornirli di un rialzo del bordo esterno corrispondente ad una pendenza dell'intradosso pari a circa il 4.0%.

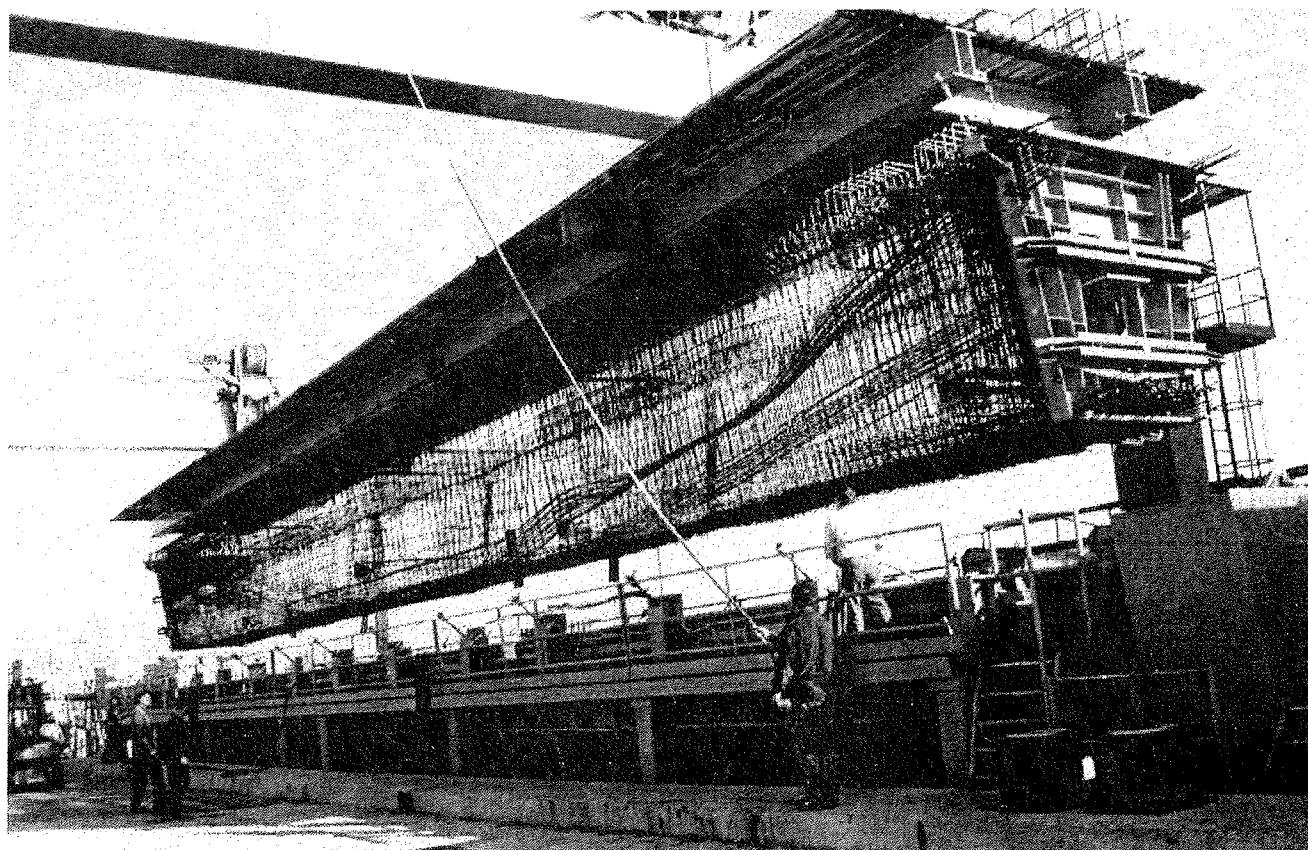


Foto 1: vista dal basso della gabbia di armatura in fase di posizionamento

La trave, di lunghezza complessiva pari a 32.80 m è precompressa, attraverso la tecnologia della pretensione, mediante 152 trefoli dei quali 98 diritti inferiori, 44 deviati e 10 diritti superiori.

La deviazione dei trefoli è stata realizzata attraverso quattro forcelle conformate in modo tale da costringere il singolo trefolo a scorrere su di una superficie con raggio di curvatura pari a 4 volte il suo diametro. La forza di deviazione è stata equilibrata agganciando i piatti delle forcelle ad un basamento in c.a.o. attraverso 2 barre Φ 32 tipo dywidag. Il taglio delle parti delle piastre uscenti dalla trave è stato eseguito con la procedura dell'arco-plasma in modo tale da non innalzare la temperatura delle piastre stesse in corrispondenza dei trefoli.

Tale tipo di aggancio ha minimizzato il costo delle forcelle non perdendo per ogni manufatto elementi di collegamento dall'elevato costo di fornitura.

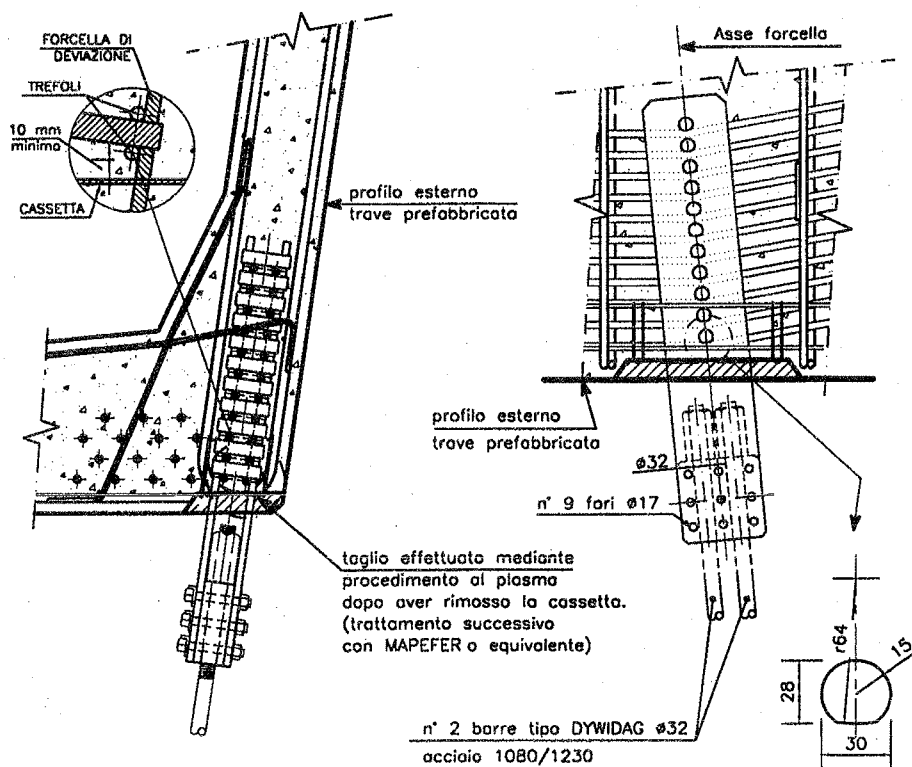
I trefoli sono stati messi in tensione attraverso martinetti monotrefolo contrastando su due testate reggispinta in acciaio capaci di sopportare l'intero sforzo di precompressione pari a circa 3200 t. Le testate erano poggiate su due travi longitudinali reggispinta in acciaio che correivano esterne alla cassaforma.

Per assorbire le deformazioni delle travi reggispinta è stato dato un preciso ordine di tesatura dei trefoli tale da consentire, grazie ad un leggera surtensione, di ottenere esattamente la precompressione di progetto, mentre, per ottenere che la precompressione fosse esattamente simmetrica rispetto alla mezzera della trave, la tesatura dei trefoli deviati è stata eseguita alternativamente da una testata e dall'altra della trave stessa.

FORCELLA DI DEVIAZIONE

VISTA TRASVERSALE

VISTA LONGITUDINALE



Così come prescritto dall'attuale normativa ferroviaria [1], il rilascio della precompressione è stato fatto avvenire gradualmente ed in particolare, per consentire il movimento delle testate reggisplinta, per gli appoggi di queste sulle travi longitudinali è stato utilizzato un sistema di otto martinetti idraulici, 4 per ciascuna testata, capaci, ciascuno, di sopportare uno sforzo di 800 t.

Per il rilascio della forza di deviazione dei trefoli si è invece adottato un meccanismo che, sfruttando la capacità di scorrimento di un cuneo rispetto ad un altro, consentiva di liberare l'aggancio della forcetta di deviazione grazie all'allentamento manuale di una vite che, durante la fase di tesatura, teneva i cunei bloccati.

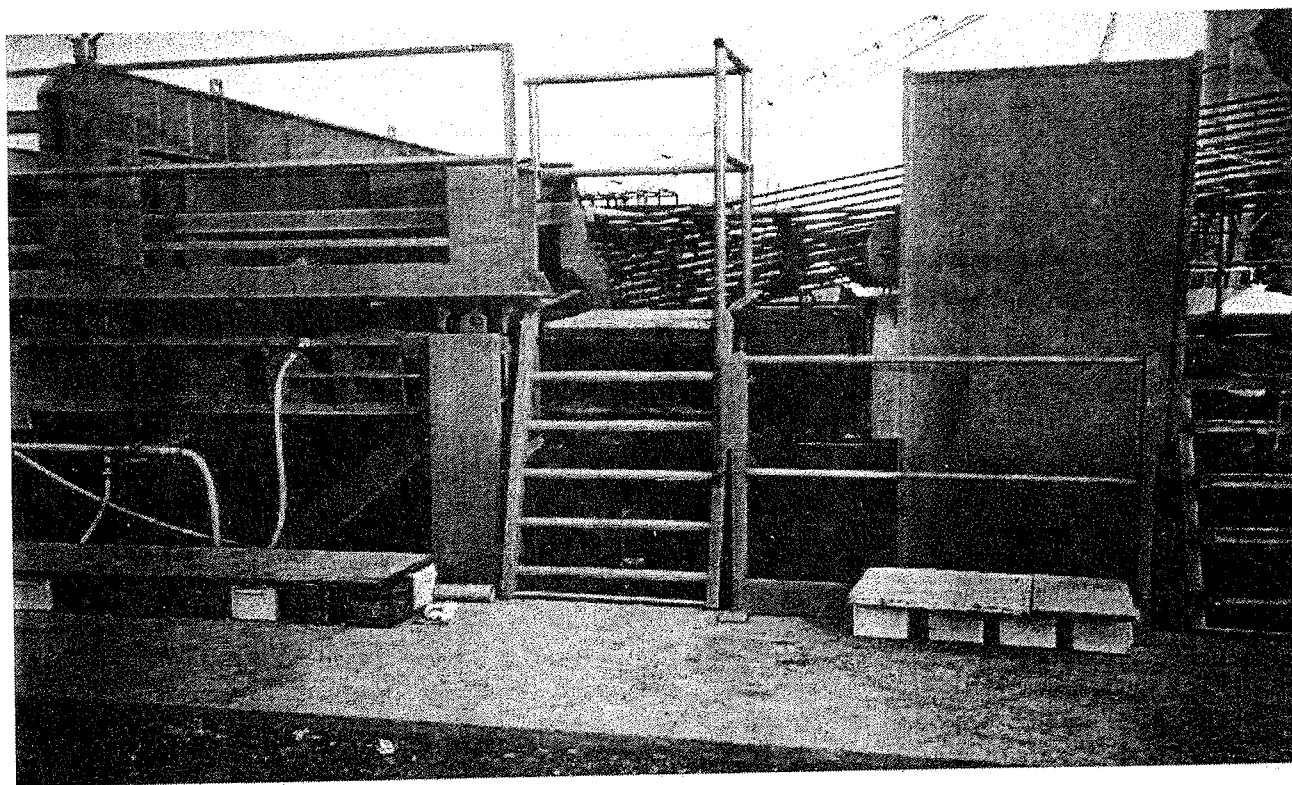
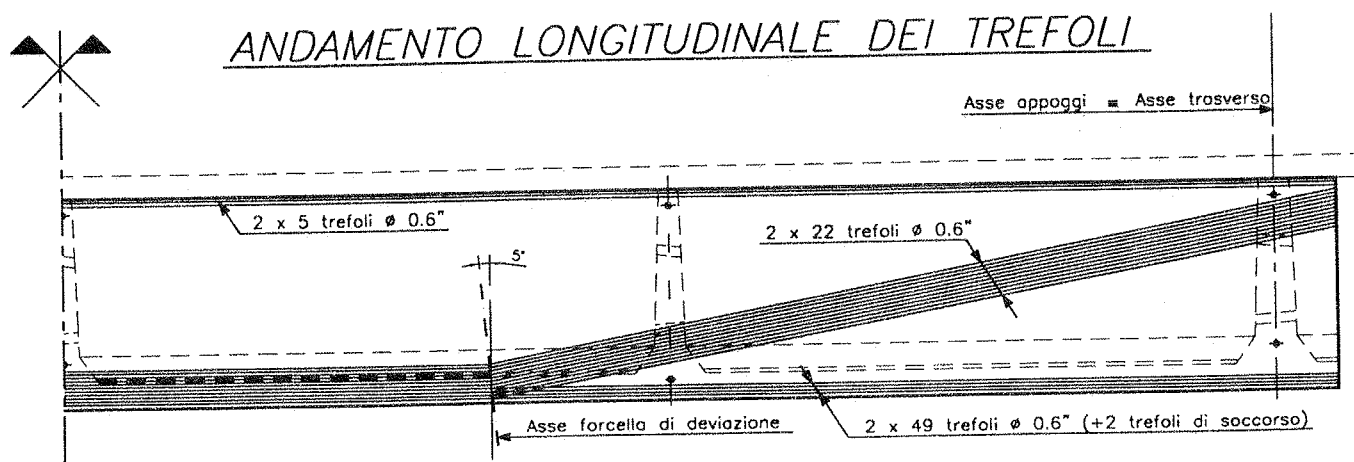


Foto 2: vista laterale delle testate reggisplinta.

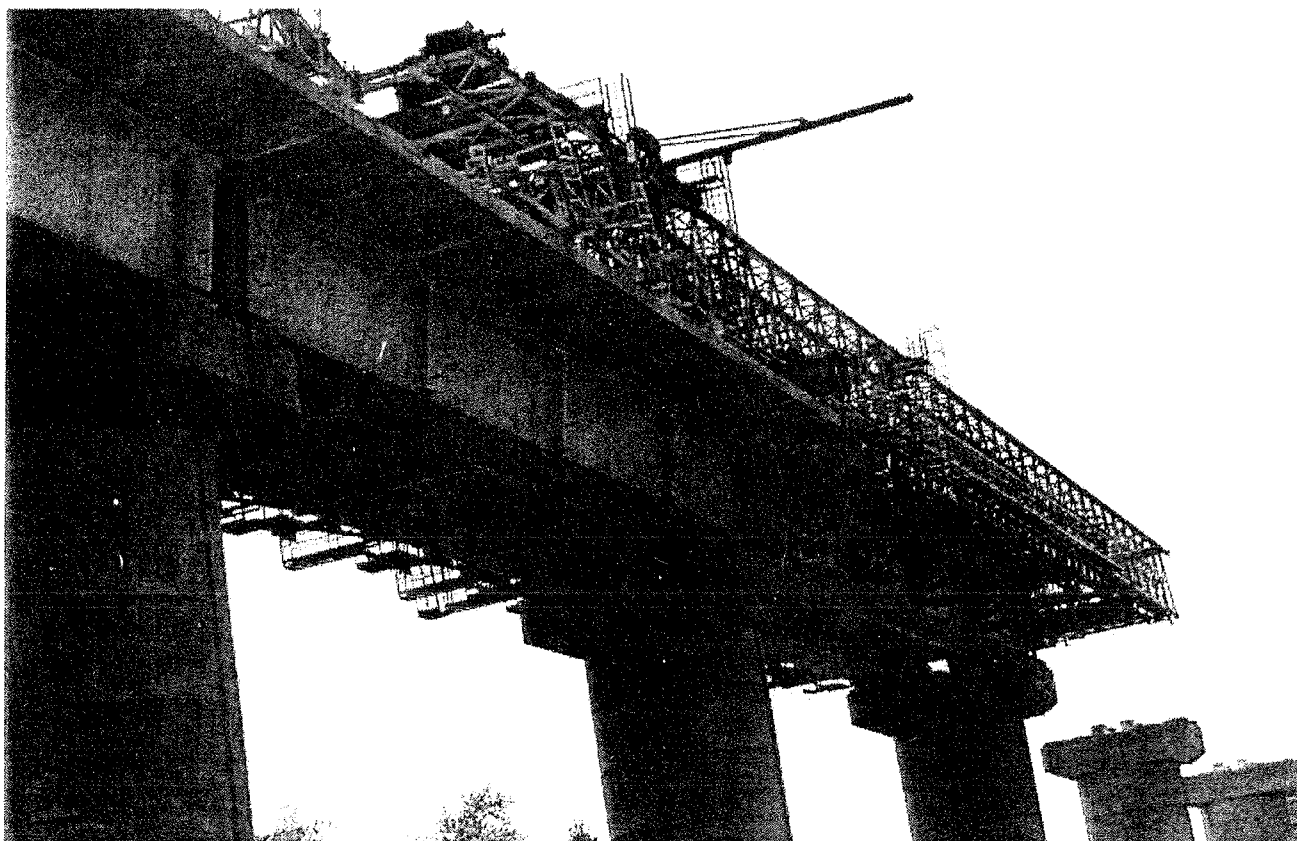


Foto 3: vista dal basso di una campata completa appena terminata e della successiva durante la fase di posizionamento delle lastre prefabbricate.

3. DETERMINAZIONE DEGLI SFORZI NELLE TESTATE DOVUTI ALL'INTRODUZIONE DELLE FORZE DI PRECOMPRESSIONE

Particolare attenzione è stata posta nel determinare gli sforzi che si generano in corrispondenza delle testate dovuti all'introduzione della precompressione.

Nella tecnologia della pretensione il trasferimento della forza dal trefolo al calcestruzzo avviene per attrito, favorito dal meccanismo per cui il trefolo, per effetto Poisson, si dilata trasversalmente in maniera maggiore dove è meno teso. In particolare, in corrispondenza della sezione terminale, dove la tensione nel trefolo è nulla, questo effetto si amplifica ed il trefolo si comporta come un cuneo che voglia penetrare all'interno di un cavo di dimensioni più piccole, che si realizza per effetto del calcestruzzo maturato nell'intorno del trefolo preteso prima del rilascio della precompressione (effetto Hoyer [2]). Questa tecnologia produce quindi una zona di introduzione, zona perturbata di Saint-Venant, più lunga

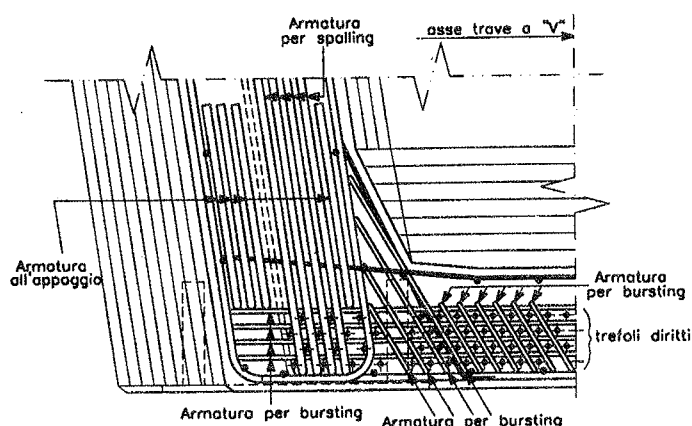
rispetto a quella che si avrebbe se le forze concentrate agissero sull'esterno della sezione (lunghezza pari a circa l'altezza della sezione); ed in particolare questa maggiore lunghezza è circa pari ad $1/3$ della lunghezza di trasferimento (circa 70 diametri del trefolo). All'interno di questa zona d'introduzione si genera un sistema di tensioni principali con componenti di trazione e di compressione spaziali che principalmente possono essere suddivise in tensioni di trazione in direzione trasversale alle forze, tensioni di fenditura o di "bursting", e tensioni di trazione ai bordi in corrispondenza delle testate, forze di "spalling", (vedi [2] e [3]).

La determinazione di questi sforzi può essere eseguita attraverso modelli semplificati tipo tirante-puntone (vedi [4]), mediante grafici che riportano soluzioni analitiche corrette per particolari tipi di sezioni e condizioni di carico (vedi [5]) oppure per mezzo di una modellazione spinta che fotografi lo specifico problema in esame. In particolare, trattandosi di una sezione a "V" aperta, l'entità e la distribuzione delle

forze di spalling è stata determinata in accordo con quanto suggerito in [6], assumendo come valore complessivo della forza di spalling il 4% della forza totale di precompressione. Si è poi scelta una distribuzione triangolare per tale forza a partire dal bordo della trave fino ad una profondità pari ad un terzo della lunghezza di trasferimento. Le armature e la larghezza delle anime della trave in corrispondenza della testata sono state quindi dimensionate per lo stato limite di fessurazione, imponendo che la tensione di trazione massima nel calcestruzzo al bordo fosse pari alla tensione caratteristica di trazione per flessione presente al momento del rilascio della precompressione.

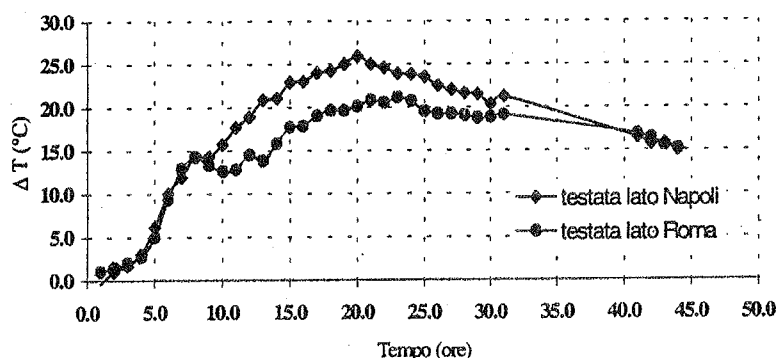
SEZIONE IN TESTATA

DETTAGLIO ARMATURE



Il sistema fessurativo riscontrato sulle testate delle travi prodotte ha poi mostrato che il superamento di tale stato limite è avvenuto per circa il 70% dei casi, dimostrando così una forte incertezza del modello adottato.

Andamento dei gradienti termici ($T_2 - T_3$)

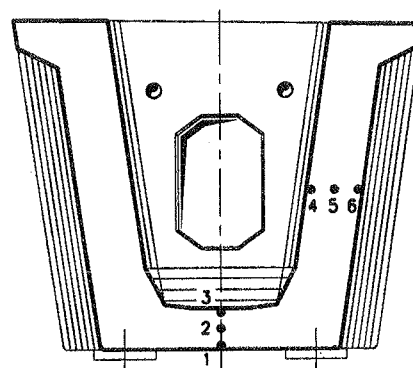


4. INDAGINE SPERIMENTALE SUI GRADIENTI TERMICI

Per motivi legati ai tempi di produzione dell'impianto di prefabbricazione, è stata scelta una mix per il calcestruzzo, additivato con acceleranti-superfluidificanti, tale da far raggiungere al materiale, in assenza di impianto a vapore, la resistenza caratteristica a compressione necessaria per il rilascio della precompressione pari a $R_{ckj} = 48.00$ MPa in poche ore (36 ore nel periodo invernale). Si è però notato che, avvenendo le reazioni chimiche in brevissimo tempo, si sviluppava, durante la maturazione, un elevato calore di idratazione ed in particolar modo in prossimità degli spessori maggiori di calcestruzzo. Pertanto è sembrato opportuno, per determinare lo stato tensionale indotto nel manufatto, svolgere un'indagine volta alla determinazione dell'andamento dei gradienti termici all'interno del calcestruzzo in corrispondenza di quei punti. A tal fine sono state disposte 20 termocoppie all'interno della trave e sono state rilevate le variazioni di temperatura lungo un'arco di 44 ore, quando i valori dei gradienti termici erano ormai in fase discendente. I risultati hanno mostrato differenze di temperatura, lungo spessori di 50 cm di calcestruzzo, pari a 20-25 °C mantenuti costanti anche per 3-4 ore, tali quindi da giustificare l'impiego di armatura aggiuntiva in corrispondenza del passo d'uomo dei trasversi di testata onde evitare la possibilità dell'insorgere di fessure per dette coazioni.

SEZIONE IN TESTATA

POSIZIONAMENTO TERMOCOPPIE



5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Italferr Sis. T.A.V. - 1993, Manuale di progettazione, Sezione VII; prescrizioni per la progettazione esecutiva, Quarta revisione, p. 211.
- [2] Fritz Leonhardt - 1978, C.a. & c.a.p. calcolo di progetto e tecniche costruttive, Seconda edizione, Edizioni Tecniche ET, volumi II e V.
- [3] N. Khachaturian & G. Gurfinkel - 1969, Prestressed concrete, First edition, McGraw-Hill Inc., p. 460.
- [4] AASHTO - 1992, Standard specification for highway bridges, Section 9 Prestressed concrete, Fifteenth edition.
- [5] Guyon - 1968, Constructions en béton précontraint, Éditions Eyrolles, p. 351.
- [6] T. Y. Lin & Ned H. Burns - 1981, Design of prestressed concrete structures, Third edition, John Wiley & Sons Inc., p. 646.

SUL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO IN ESERCIZIO DI TRAVI ISOSTATICHE PRECOMPRESSE CON CAVI NON ADERENTI IN FASE INTEGRA E FESSURATA

Luisa PANI * Monica VALDES**

*Ricercatore Dipartimento Ingegneria Strutturale – Università di Cagliari

**Ingegnere Strutturista Dipartimento Ingegneria Strutturale – Università di Cagliari

SOMMARIO

Lo studio svolto, teso a valutare l'affidabilità dei vari modelli di calcolo proposti nella precompressione a cavi non aderenti è riuscito a porre in luce che in fase integra il metodo "semplificato", di agevole applicazione, risulta bene interpretare la realtà fisica, mentre quello di Naaman soffre di grossa imprecisione. In fase fessurata poi ambedue detti metodi danno precisioni un po' scarse, mentre quello di Pisani dà anche qui buoni risultati, ma nella pratica corrente la sua laboriosità è difficilmente accettabile.

SUMMARY

The study set out to evaluate the reliability of different procedures for calculating prestressing cables with unbonded tendons. In the uncracked state, it was found that the simplified method, which is easily applied, interprets the situation in a satisfying way, while the Naaman method is highly imprecise. In a cracked state, both methods lead to rather imprecise results, while in both cases the Pisani method leads to acceptable results but is excessively laborious.

1. PREMESSE

L'analisi flessionale delle travi precomprese a cavi non aderenti, in cui il trasferimento delle forze di precompressione avviene in un numero discreto di punti (blocchi di ancoraggio e deviatori), solleva ancora alcuni problemi di non semplice soluzione. Se infatti nelle travi precomprese a cavi aderenti il quadro tenso-deformativo è riconducibile all'analisi delle singole sezioni, altrettanto non può dirsi per la precompressione a cavi non aderenti, dove l'assenza di aderenza fra armatura e sezione implica una analisi strutturale complessa, che va ad interessare la struttura nella sua interezza.

La precompressione non aderente può impiegare cavi esterni alla sezione resistente capaci di offrire grossi vantaggi di ordine pratico: ripristino di strutture esistenti, la sostituzione del cavo e la riteatura, l'ispezionabilità dei cavi. Se poi la struttura è nuova si

ha maggiore facilità nel getto, non essendovi guaine o condotti interposti. Tutto ciò, grazie all'evoluzione delle tecniche di protezione dei cavi che li mettono a riparo dagli effetti dannosi della corrosione.

Rimangono però alcuni interrogativi sulla validità dei modelli di calcolo proposti, sia in esercizio che allo Stato Limite Ultimo. Soprattutto è sentita la necessità di un modello che, pur essendo sufficientemente aderente alla realtà, sia di facile impiego. Si è così voluta analizzare la risposta sperimentale di travi isostatiche inflesse a cavi non aderenti reperite in letteratura [1,2] con quella ottenibile impiegando i principali modelli di calcolo proposti: il metodo "semplificato" (adottato dall'E.C.2 [3]), il metodo di Naaman [4] ed uno proposto di recente da Pisani [5,6].

2. ASPETTI TEORICI

In Fig. 1 è presentato un diagramma sperimentale carichi-frecce di una trave inflessa precompressa a cavi non aderenti, le cui caratteristiche geometriche, l'andamento del cavo e la disposizione dei carichi sono indicate in Fig. 2. Si distinguono in maniera evidente tre zone: la prima zona, ad andamento lineare, corrisponde allo stato non fessurato, la seconda, ancora ad andamento lineare, corrisponde allo stato fessurato, nella quale si può considerare ancora un comportamento lineare dei materiali, ed infine una terza, caratterizzata da grandi deformazioni che evidenziano il comportamento non lineare della struttura sino al giungere del collasso.

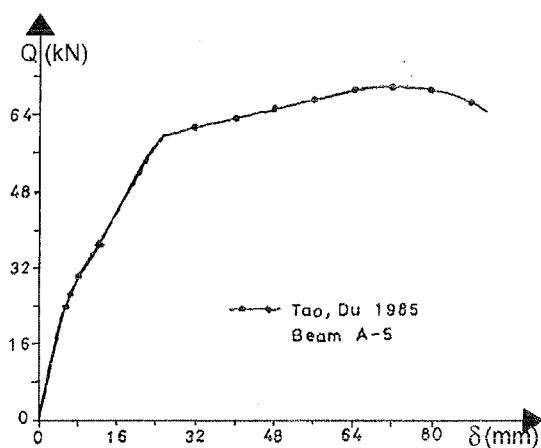


Fig. 1 Diagramma sperimentale carichi-frecce di una trave precompressa isostatica a cavi non aderenti al crescere del carico

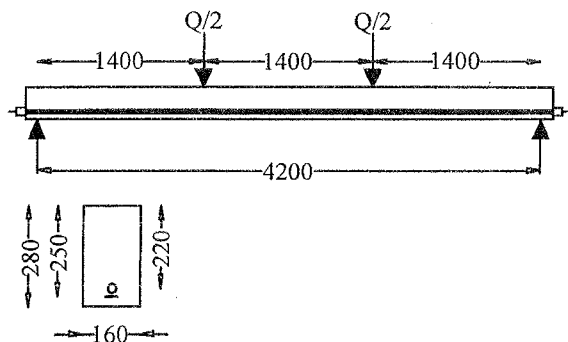


Fig. 2 Caratteristiche geometriche, distribuzione dei carichi ed andamento del cavo di precompressione non aderente delle travi sperimentali qui considerate [1]

La curva carichi-frecce, se la trave ha asse rettilineo prima di essere precompressa, dovrebbe evidenziare al

tiro una controfreccia. Le curve sperimentali invece hanno l'origine a tesatura avvenuta, in assenza dei carichi esterni, per cui il diagramma di Fig. 1 risulta in effetti traslato a destra sull'asse delle ascisse di una quantità pari alla controfreccia.

Diciamo subito che sia il metodo "semplificato" che quello di Naaman hanno la caratteristica, estremamente vantaggiosa, di ricondurre l'analisi di travi precomprese a cavi non aderenti a quella delle singole sezioni, mentre il metodo proposto da Pisani, considera la struttura composta da due sottostrutture (quella di calcestruzzo e quella rappresentata dal cavo vincolato alla struttura in determinati punti noti) interagenti fra di loro in presenza dei carichi esterni.

2.1 Metodo "semplificato" [3]

Detto metodo, come noto, si basa sulla teoria della flessione con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di comportamento elastico dei materiali in esercizio, sia in fase integra che fessurata, in cui si trascura il contributo resistivo del calcestruzzo teso. La precompressione viene considerata come un ente sollecitante esterno che produce pressoflessione nelle singole sezioni. Gli effetti della precompressione si valutano sostituendo al cavo risultante:

- forze concentrate agli ancoraggi;
- forze radiali distribuite in corrispondenza dei deviatori di intensità P/r , dove r è il raggio di curvatura del cavo e P il valore medio dell'azione di presollecitazione;
- forze tangenziali distribuite di intensità dP/ds , in cui ds è l'incremento dell'ascissa curvilinea lungo il contorno e dP quello della forza del cavo lungo il suo asse.

Il tiro è considerato costante pari alla pretensione impressa e la sezione reagente è quella di calcestruzzo con le armature "lente" omogeneizzate.

Con queste ipotesi si valuta, per il carico esterno considerato, lo stato tensionale σ , le deformazioni ϵ e la curvatura θ delle varie sezioni. Si integrano quindi le curvature (dopo aver discretizzato la struttura in conci), per valutarne la deformata. In fase fessurata verrà qui messo in conto il tension stiffening.

Il momento di prima fessurazione teorico M_{cr} è riferito alla sezione di calcestruzzo con le armature lente omogeneizzate nell'ipotesi di comportamento elastico lineare simmetrico per il calcestruzzo teso e compresso.

2.2 Metodo di Naaman [4]

Il metodo di Naaman, valido solo per travi semplicemente appoggiate e cavi con andamento

simmetrico, riconduce il calcolo a quello di una sezione in cemento armato precompresso a cavi aderenti mediante un coefficiente riduttivo Ω dell'allungamento dell'acciaio di precompressione. Esso è funzione della perplessità [4] sulla validità del metodo in fase di collasso, non essendo il modello ancora supportato da adeguata sperimentazione, alcuni Autori [6] ne hanno esteso l'applicazione a particolari casi di andamento del cavo e di carichi esterni.

Le ipotesi di calcolo adottate per l'analisi tenso-deformativa delle sezioni sono ancora: conservazione delle sezioni piane, comportamento elastico lineare dei materiali in esercizio, resistenza nulla del calcestruzzo teso in fase fessurata, perfetta aderenza fra calcestruzzo e acciaio delle armature lente e di precompressione, previa introduzione per queste ultime del coefficiente Ω .

Ciò si traduce in una variazione tensionale del cavo, al variare dei carichi esterni, che a sua volta influenza lo stato tensionale e deformativo (Fig. 3 e Fig. 4).

Sotto queste condizioni vengono valutati il momento di prima fessurazione e le frecce per incrementi successivi dei carichi esterni. Per la determinazione della deformata si procede con l'integrazione delle curvature considerando il tension stiffening in fase fessurata.

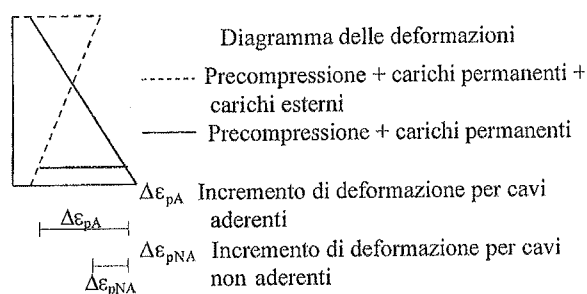


Fig. 3 Diagramma delle deformazioni nella sezione nello stato integro

disposizione del cavo, della distribuzione dei carichi esterni ed assume valori differenti a seconda che la sezione in esame sia in fase integra, fessurata o allo stato limite ultimo. Sebbene Naaman esprima qualche

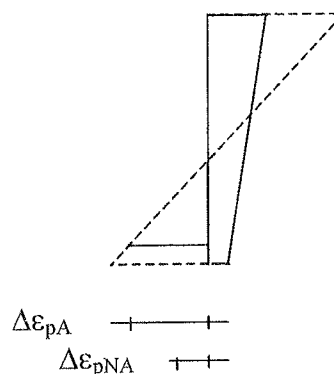


Fig. 4 Diagramma delle deformazioni nella sezione nello stato fessurato

2.3 Metodo di Pisani [5-6]

Per descrivere il comportamento della trave viene determinata la configurazione deformata della sottostruttura di calcestruzzo, che permetterà poi di conoscere anche la risposta dei cavi scrivendo equazioni di equilibrio e congruenza (Fig. 5). La curvatura di ciascuna sezione, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, è infatti nota e tale è quindi con essa la configurazione deformata della sottostruttura che per interazione incrementa la deformazione del cavo e viceversa.

Per determinare lo stato tenso-deformativo per ogni situazione di carico (ricordiamo che la precompressione è qui ritenuta costante al crescere del carico esterno cresce) occorre risolvere un problema iperstatico, per la cui soluzione si impiegano processi iterativi *step-by-step* che partano da uno stato di deformazione inizialmente ipotizzato.

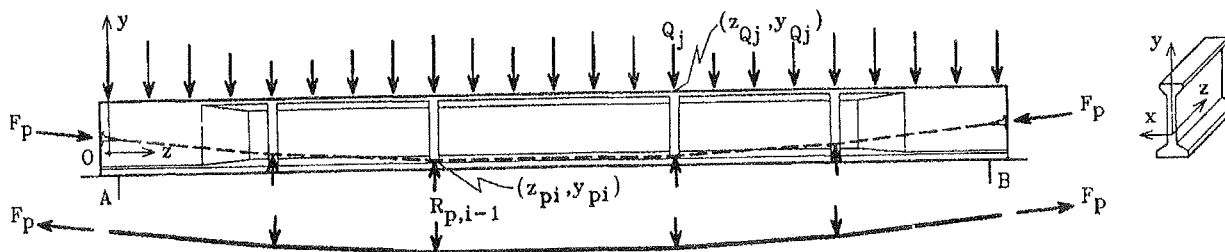


Fig. 5 - Configurazione della sottostruttura di calcestruzzo e del cavo in presenza dei deviatori e dei carichi esterni

La procedura iterativa inizia col determinare la configurazione deformata della trave generata dalla precompressione e dai carichi permanenti, dopo aver diviso la sottostruttura di calcestruzzo in un numero discreto di segmenti. E si procede, osservando che le reazioni dei deviatori variano in intensità direzione e verso al variare dei carichi applicati a causa della modificata configurazione deformata della trave di calcestruzzo.

Il metodo presenta grande laboriosità ed ha necessità di essere implementato al calcolatore. E poiché il calcolo è legato alle particolari caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura considerata, risulta estremamente difficoltoso predisporre un programma di validità generale.

3. ANALISI DEI RISULTATI

Per il confronto fra i risultati teorici e sperimentali sono state utilizzate le travi testate da Tao e Du [1], che presentano le seguenti caratteristiche: hanno sezione rettangolare costante ($160 \cdot 280 \text{ mm}^2$) e distanza fra gli appoggi $L = 4200 \text{ mm}$, sono caricate con due forze concentrate $Q/2$ applicate all'estremità del terzo medio (Fig. 2). I materiali impiegati hanno caratteristiche pressoché costanti: il calcestruzzo ha $f_c = 30,6 \div 33,1 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct} = 3,9 \div 4,3 \text{ N/mm}^2$ ed $E_c = 14,50 \text{ kN/mm}^2$, l'acciaio di precompressione $f_{py} = 1465 \text{ N/mm}^2$, $f_{pt} = 1790 \text{ N/mm}^2$ ed $E_p = 205,00 \text{ kN/mm}^2$, quello dell'armatura lenta $f_{sy} = 1360 \text{ N/mm}^2$, $f_{st} = 1660 \text{ N/mm}^2$ ed $E_s = 200,00 \text{ kN/mm}^2$. La tensione di precompressione nelle varie travi è praticamente costante ($860 \div 920 \text{ N/mm}^2$), mentre variano la percentuale di armatura lenta $\rho_s = A_s/A_c$ e quella di precompressione $\rho_p = A_p/A_c$, secondo quanto indicato in Tabella 1.

Tabella 1

Trave	$\rho_s \%$	$\rho_p \%$
A-1	0,350	0,131
A-2	0,350	0,218
A-3	0,526	0,349
A-4	0,350	0,131
A-5	0,687	0,175
A-6	1,032	0,349
A-7	0,687	0,087
A-8	1,032	0,131
A-9	1,754	0,342

3.1 Fase integra

Osserviamo innanzi tutto che in fase integra tutte le travi sperimentate hanno deformazioni pressoché della stessa quantità (la pendenza del primo tratto della curva carichi frecce è infatti costante), indipendentemente dalla percentuale di armatura lenta e di precompressione.

In Fig. 6 è riportata la freccia sperimentale della sezione di mezzeria per un carico esterno $Q = 10 \text{ kN}$, al crescere della percentuale di armatura lenta (da 0,35 a 1,032 %) con armatura di precompressione pressoché costante. Come si può vedere, nonostante la trave A-8 abbia percentuale di armatura lenta tripla di quella posta nella trave A-4, la freccia non risulta modificata.

Analogamente, con diverse percentuali di armatura di precompressione a parità di armatura lenta si può notare (Fig. 7) che le frecce risultano ancora uguali sotto carico esterno costante ($Q = 10 \text{ kN}$).

L'analisi teorica condotta su queste travi evidenzia un comportamento analogo a quello sperimentale, ossia al variare della percentuale di armatura lenta e di precompressione la freccia risulta pressoché costante.

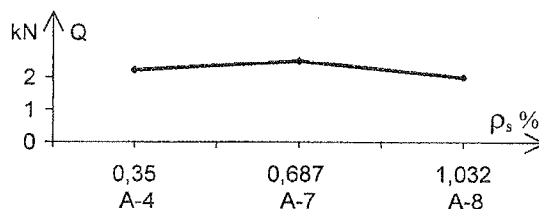


Fig. 6 Frecce sperimentali in fase integra, con carico esterno $Q = 10 \text{ kN}$, delle travi A-4, A-7, A-8, caratterizzate da armatura di precompressione $\rho_p \approx \text{cost.}$

I valori della freccia ottenuti con il metodo di Pisani paiono in miglior accordo con i risultati sperimentali, mentre sia il metodo semplificato che quello di Naaman, pur cogliendone l'andamento se ne discostano, come si può vedere in Fig. 8 a - b - c.

Le frecce valutate con il metodo semplificato risultano inferiori a quelle sperimentali e lo scarto massimo è del 15%, mentre quelle valutate con il metodo di Naaman risultano notevolmente superiori, anche di oltre il 70% (fig. 9).

Il carico che produce la fessurazione, individuato nel diagramma sperimentale dal primo cambio di pendenza della curva carico-freccia, risulta anch'esso pressoché costante al variare delle percentuali di armatura, come evidenziato in Fig. 10.

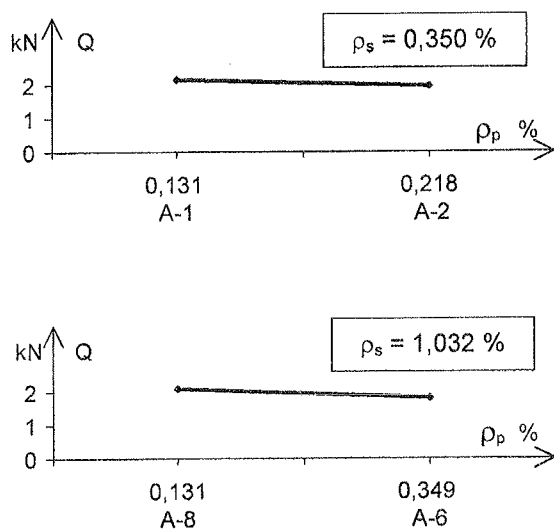


Fig. 7 Frecce sperimentali in fase integra per $Q = 10$ kN al variare dell'armatura di precompressione a parità dell'armatura lenta

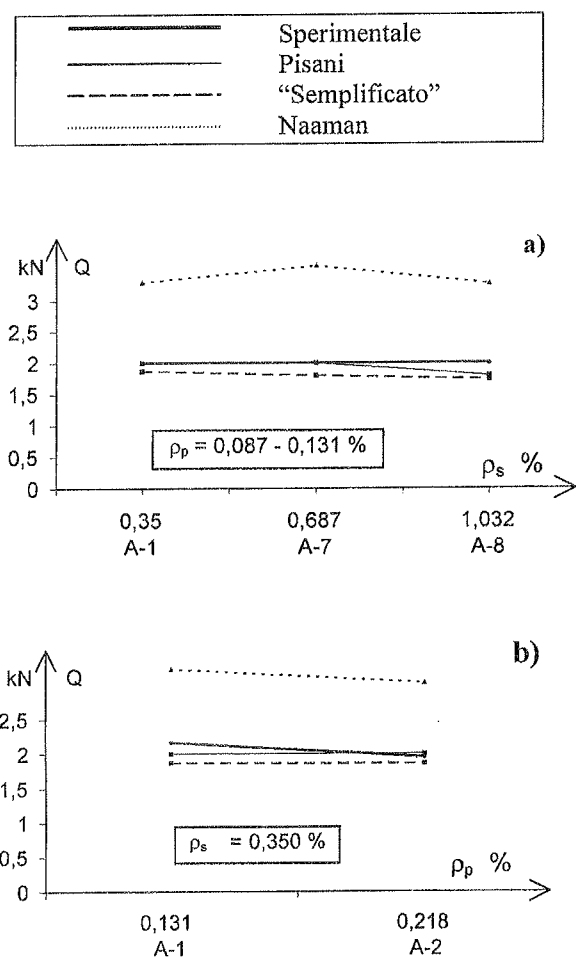


Fig. 8 a - b - c Frecce sperimentali e teoriche in fase integra

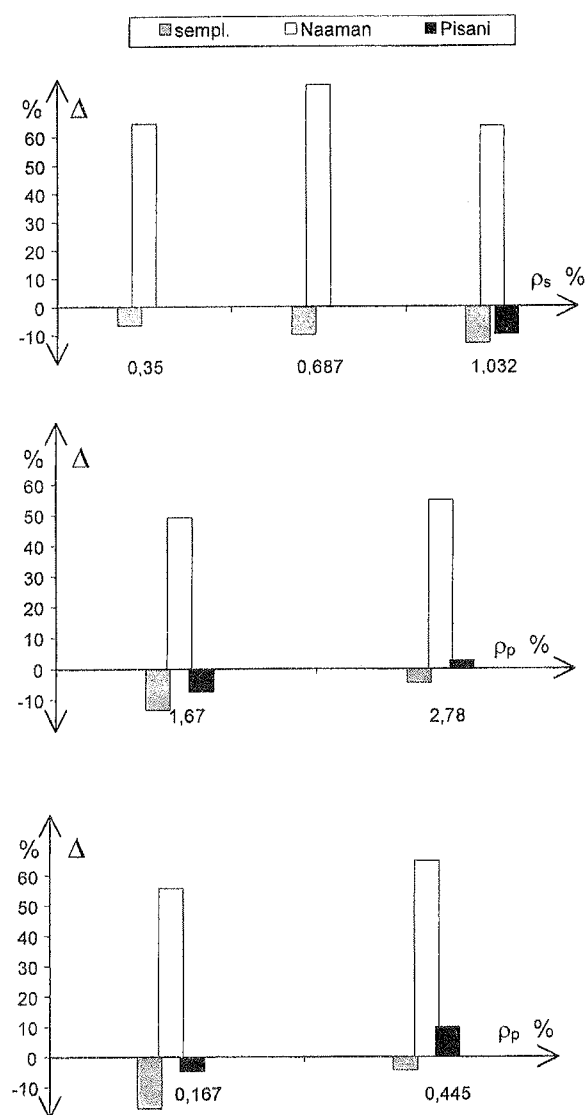


Fig. 9 Scarti percentuali Δ fra frecce teoriche e sperimentali in fase integra

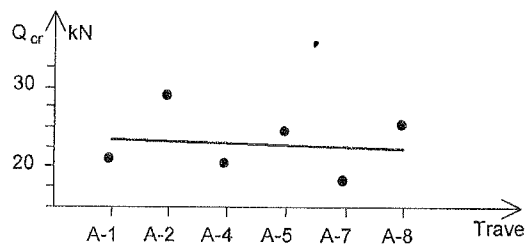


Fig. 10 Carico di prima fessurazione sperimentale per le travi testate

Tale andamento è colto dall'analisi teorica ed è riportato nel diagramma di Fig. 11.

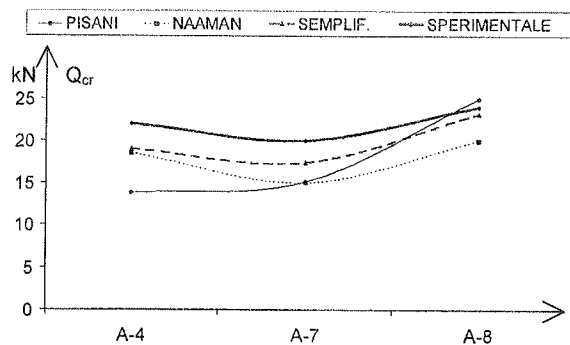


Fig. 11 Carico di prima fessurazione teorico e sperimentale relativamente alle travi testate A-4, A-7, A-8

3.2 Fase fessurata

In fase fessurata le percentuali di armatura lenta e di precompressione risultano parametri influenti sulla deformabilità delle travi. Infatti sperimentalmente si osserva che all'aumentare della percentuale di armatura, sia lenta che di precompressione la freccia diminuisce. Questa caratteristica è individuata da tutti i modelli di calcolo qui adottati, seppure con differenze nei valori, come può osservarsi in Fig 12.

Anche in fase fessurata i risultati ottenuti con il modello di Pisani concordano con buona approssimazione con la sperimentazione, mentre il modello semplificato e di Naaman individuano un range di frecce all'interno del quale si trovano i valori sperimentali. Naaman definisce un limite superiore, quello semplificato uno inferiore; la freccia sperimentale figura come media.

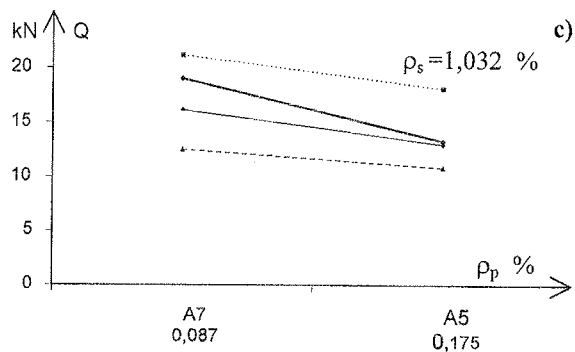
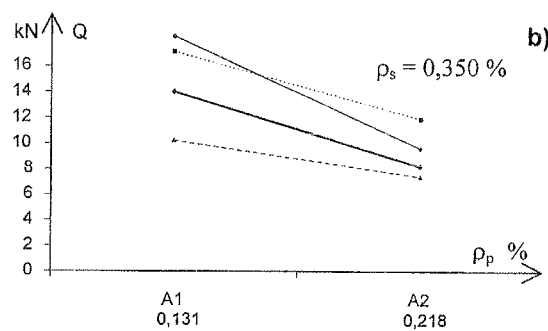
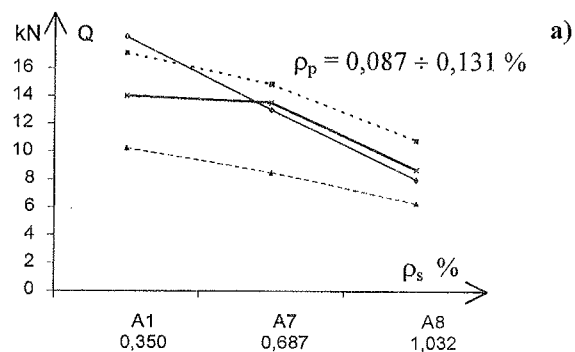
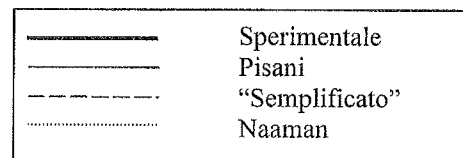


Fig. 12 a - b - c Confronto fra le frecce sperimentali e teoriche in fase fessurata

Gli scarti rispetto alla sperimentazione, con il metodo di Naaman, sono allo stadio II assai ridotti e i risultati teorici si discostano da quelli sperimentali dell'ordine del 35% (Fig.13).

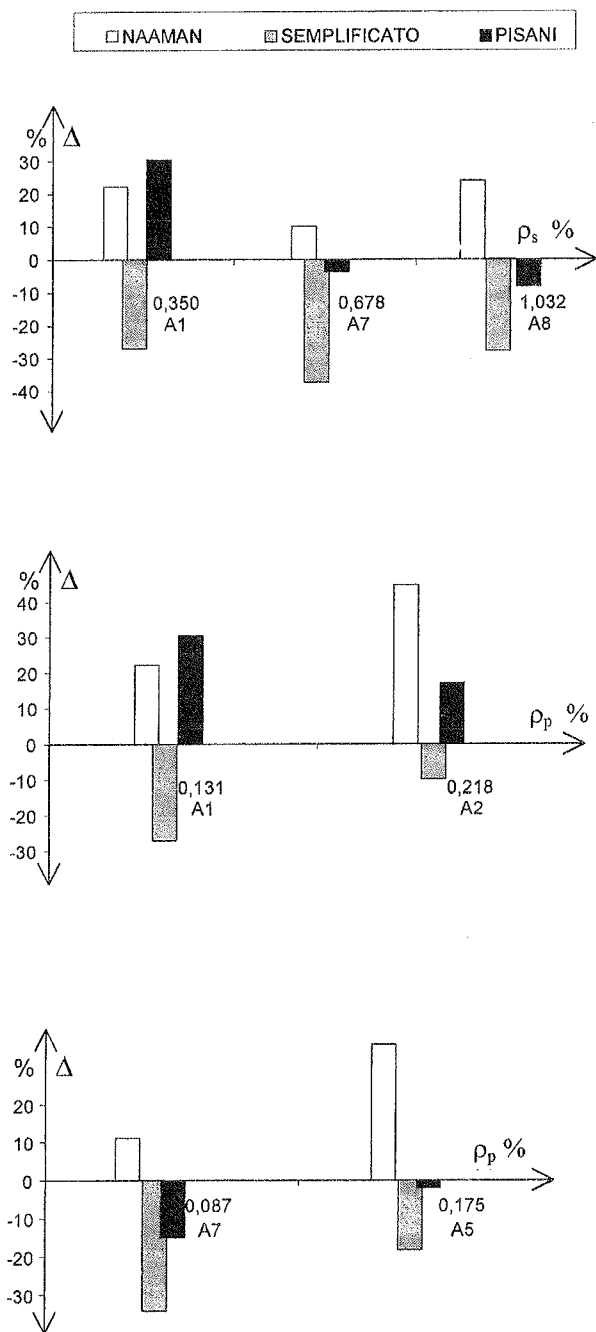


Fig. 13 Scarti percentuali Δ fra le frecce teoriche e sperimentali in fase fessurata

4. CONCLUSIONI

Lo studio condotto era volto a chiarire la rispondenza dei principali modelli proposti nell'analisi della precompressione a cavi non aderenti ponendo a confronto le deformate sperimentali di travi inflesse (di cui in letteratura si hanno dati validi) con quelle valutate, sia il metodo "semplificato", di agevole applicazione, sia con quello Naaman che di Pisani (estremamente laborioso) è riuscito ad evidenziare che:

- Con sezioni integre, sia il metodo semplificato, ed ancor più di Pisani, paiono bene interpretare il comportamento sperimentale, anche nel coglierne l'andamento al variare della percentuale di armatura lenta e di precompressione; le cose invece peggiorano decisamente con Naaman (con scarti che superano il 70 %)
- In fase fessurata il metodo di Pisani rimane aderente alla realtà fisica, mentre quello semplificato e di Naaman danno risultati meno precisi, con scarti anche del 30 % (il primo sottostimandone i valori, il secondo sovrastimandoli).

Anche se come parametro di controllo è stato qui assunto unicamente la deformabilità l'inequivocabile chiarezza delle risposte ottenute sembra consentire di concludere che nel caso di precompressione ordinaria il metodo semplificato è in grado di interpretare correttamente il comportamento sperimentale, mentre in precompressione parziale, in presenza di fessurazione, il metodo "semplificato" e di Naaman portano a maggiori imprecisioni. La laboriosità del metodo di Pisani potrebbe allora qui trovare una giustificazione.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] TAO X., DU G., 1985, "Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams" PCI Journal V. 30, No 6, Nov.-Dec., pp 72-91
- [2] CHERN J.C., YOU C.H., BAZANT Z., 1992 "Deformation of Progressively Cracking Partially Prestressed Concrete Beams" PCI Journal V. 37, No 1 Jan.-Feb., pp 74-85
- [3] Eurocodice No. 2 1995 Parte 1-5 "Regole generali - Strutture con cavi non aderenti e cavi di precompressione esterna" Dicembre pp 1-19
- [4] NAAMAN A. E. 1990 "A New Metodology for the Analysis of Beams Prestressed with External or Unbonded Tendons" ACI SP 120-16, pp 339-354
- [5] PISANI M.A. 1994 "External Prestressing - A Numerical Method" Studi e Ricerche, Scuola di

Specializzazione C.A. Politecnico di Milano V. 15, pp 253-272

- [6] PISANI M. A., NICOLI E. 1995 "alcune osservazioni sul comportamento di travi precomprese con cavi non congruenti" Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione C.A. Politecnico di Milano V. 16, pp 321-350
- [7] PETRANGELI M. 1993 " L'impiego della precompressione esterna nella riparazione e nell'adeguamento statico dei ponti" Industria Italiana del Cemento Lug.-Ag. pp 584-592

GLI STRALLI DA PONTE IN TREFOLI

Cesare PREVEDINI

Ingegnere Civile
Presidente
TENSACCIAI S.p.A.
MILANO

SOMMARIO

Gli stralli da ponte in trefoli devono soddisfare alte resistenze a fatica, avere superbe proprietà meccaniche, fornire un'eccellente protezione dalla corrosione, essere facilmente installabili, ispezionabili, sostituibili e, naturalmente, essere contenuti nei costi. La memoria illustra lo sviluppo della tecnologia nella realizzazione degli stralli da ponte in trefoli, prendendo altresì in esame le problematiche legate alla protezione dalla corrosione ed ai fenomeni di vibrazione degli stralli che, durante questi ultimi anni, sono diventati materia di studio di numerosi ricercatori.

SUMMARY

Strand stay-cables for bridges must grant high fatigue resistances, have excellent mechanical properties, give a very high protection against corrosion, be easily installed, checked, replaced and, of course, have a reasonable price. The present memory illustrates the development of the technology in the realization of strand stay-cables for bridges, also taking into consideration the different problems connected with the protection against corrosion and the vibration phenomena of the stays, that in these last years became matter of study of many researchers.

1. IL SISTEMA STRALLO

Gli stralli da ponte in trefoli sono generalmente composti dai seguenti elementi :

- un fascio di trefoli paralleli auto-protetti ;
- una guaina esterna protettiva del fascio di trefoli ;
- due ancoraggi opposti; uno fisso ed uno regolabile, con bloccaggio meccanico dei trefoli (morsetteria) oppure meccanico-chimico (morsetteria più resina epossidica) ;
- un doppio sistema di deviazione e smorzamento dei trefoli ;
- una camera ermetica posteriore agli ancoraggi ed un cappuccio esterno, atti a contenere il loro riempimento con materiale anticorrosivo, protettivo della zona d'ancoraggio ;
- un tubo esterno antivandalismo, posto a livello d'impalcato.

2. LA RESISTENZA A FATICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi dello strallo rivestono una funzione di vitale importanza per la sicurezza del sistema e, conseguentemente, dell'opera; devono quindi garantire la massima efficienza sotto i carichi statici e prevalentemente quelli dinamici.

La resistenza a fatica dell'ancoraggio è ottenuta per mezzo di:

- morsetteria di speciale concezione, atta ad assorbire le variazioni dinamiche senza apportare danneggiamento ai trefoli sulla loro superficie di presa, oppure, nel caso di ancoraggi meccanico-chimici, morsetteria più resina epossidica, nei quali la resina assorbe totalmente le variazioni dinamiche;
- parallelismo fra i trefoli e assenza di contatto fra trefoli e parti metalliche dell'ancoraggio;

Il parallelismo fra i trefoli è ottenuto e garantito, in ogni sezione del cavo, dal corretto posizionamento delle armature nella fase di montaggio e dalla presenza dei sistemi di deviazione e d'allineamento dei trefoli.

I concetti sopra esposti sono facilmente identificabili nello schema dell'ancoraggio di cui alla fig. 1

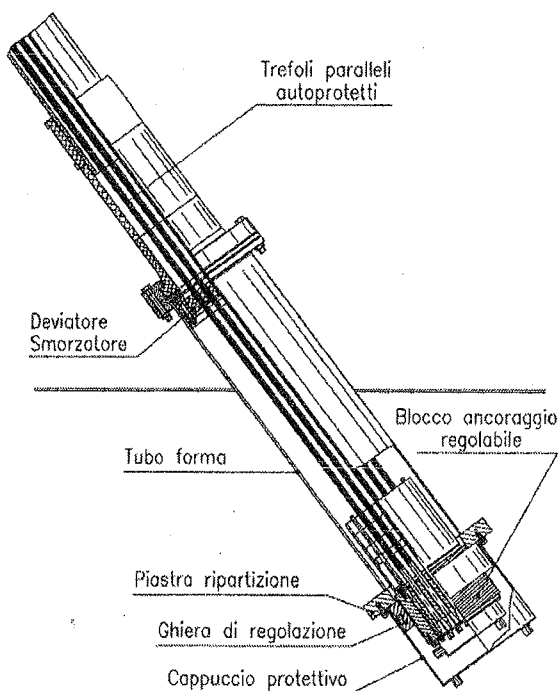


Fig. 1 – Ancoraggio regolabile Tensacciai

Per le ragioni sopra addotte gli stralli sono sottoposti a prove statiche e dinamiche di laboratorio atte a verificare la loro efficienza complessiva.

Le principali Raccomandazioni e specifiche progettuali richiedono i seguenti valori minimi:

- efficienza statica superiore al 92÷95% del carico di rottura garantito del cavo, con apprezzamento per rottura esterna all'ancoraggio;
- meno del 2% di fili rotti dopo prova dinamica a 2 milioni di cicli, condotta ad un carico massimo pari al 45% della rottura, con una variazione dinamica di 150÷200 MPa.

Particolari progetti possono imporre dei tests differenti, in funzione dei loro parametri progettuali e/o strutturali, per verificare l'efficienza degli ancoraggi e/o delle armature in particolari condizioni di lavoro; è il caso tipico di prove a trazione deviata o con la presenza di selle di deviazione, ecc.

3. LA PROTEZIONE DALLA CORROSIONE

Uno dei principali obiettivi da perseguire per la sicurezza degli stralli è quello di prevenire tutti i rischi legati ai fenomeni di corrosione; è quindi necessario incrementare al massimo le protezioni dell'armatura e del sistema in generale, al fine di garantire la sua totale ermeticità all'acqua e all'umidità.

L'ultima generazione di stralli a trefoli prevede, per lo scopo, un minimo di tre barriere protettive delle armature, costituite dalle seguenti tipologie:

- a. galvanizzazione del trefolo; viplatura in P.E.A.D. del singolo trefolo con interposizione di cera fra armatura e vipla; guaina esterna in P.E.A.D. (o eventualmente in metallo verniciato, alluminio, acciaio inox, ecc.)
- b. galvanizzazione del trefolo; guaina esterna in P.E.A.D.; iniezione interna alla guaina con materiale anticorrosivo soffice (cera petrolifera).

La vecchia classica doppia protezione delle armature (vale a dire fascio di trefoli protetti da guaina P.E.A.D. esterna iniettata con miscela di cemento) è praticamente abbandonata. L'aggiunta di un'ulteriore protezione del trefolo con galvanizzazione, in questo caso, non è raccomandata per evitare i problemi di «hydrogen brittleness» causati dalla incompatibilità cemento-zinco e, inoltre, particolari accorgimenti devono essere adottati per evitare la fessurazione del cemento sotto i carichi dinamici, che può generare fenomeni di corrosione locale.

Anche il sistema di protezione degli ancoraggi deve essere estremamente accurato, in quanto è inutile prevedere triple, o quaduple, protezioni nelle sezioni correnti e non riprodurle nelle zone più pericolose. L'ancoraggio è infatti la zona più critica del sistema perchè contiene gli elementi di bloccaggio dei trefoli:

le camere contenenti i trefoli denudati (una interna alla testata d'ancoraggio e l'altra confinata dal cappuccio esterno protettivo) devono essere perfettamente ermetiche ed iniettate con materiale soffice anticorrosivo (solitamente cera petrolifera). Nel caso di utilizzo di ancoraggio chimico la parte retrostante il blocco d'ancoraggio e le forature di passaggio dei trefoli, incluso la morsetteria, sono riempite con speciale resina epossidica che, oltre ad assorbire totalmente le forze dinamiche, garantisce, per la sua notevole capacità penetrante, una protezione totale dell'ancoraggio stesso.

Tutto il sistema strallo deve essere ermetico all'acqua esterna ed in ogni caso prevedere un sicuro percorso di scolo che eviti il contatto e l'accumulo di acqua o umidità con le armature e gli ancoraggi.

4. IL MONTAGGIO DEGLI STRALLI

Il montaggio degli stralli consta delle seguenti attività :

- Saldatura delle guaine in P.E.A.D.;
- Preparazione dei trefoli;
- Issaggio delle guaine in P.E.A.D.;
- Infilaggio dei trefoli;
- Messa in tensione dei trefoli;
- Regolazione stralli;
- Protezioni e finiture;

4.1 - Saldatura delle guaine

Le guaine in P.E.A.D. sono saldate in lunghezza finale per mezzo di termosaldatura testa-testa, a partire da barre di guaina lunghe dodici metri.

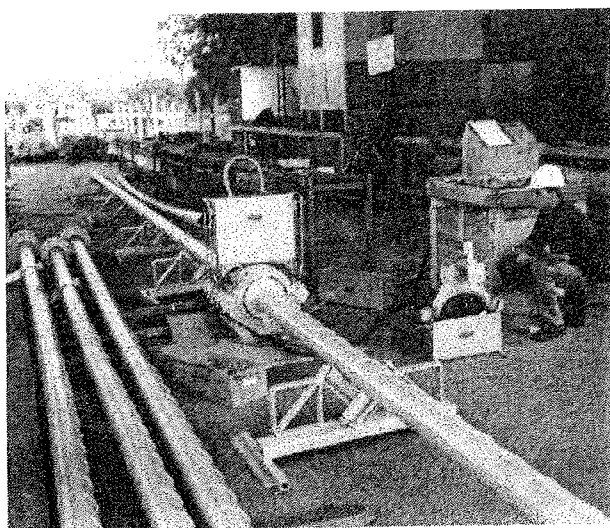


Fig. 2 – Saldatura testa-testa della guaine spirali del Paranaiba Bridge in Brasile

Tutte le precauzioni devono essere prese per evitare danneggiamenti della superficie esterna delle guaine; sono quindi da evitare tutti i contatti con il suolo durante ogni fase della preparazione e giunzione.

La termosaldatura è un'operazione che va condotta da personale esperto nella valutazione dei parametri di saldatura (tempi di saldatura e raffreddamento in funzione delle condizioni ambientali e degli spessori della guaina) e dei riscontri visuali sulla saldatura effettuata.

Una saldatura mal eseguita può dar luogo a seri problemi sia durante l'issaggio delle guaine che per l'ermeticità del sistema.

4.2 - Preparazione dei trefoli

Precedentemente alla loro posa in opera i trefoli sono premarcati alle due estremità, con riferimento alla lunghezza reale fra le facce esterne degli ancoraggi e alle correzioni dovute alla catenaria degli stralli.

La marcatura ai due estremi del trefolo si effettua su un banco di confezionamento per raffronto con un trefolo campione, premarcato topograficamente, considerando la sua deformazione termica rispetto alla temperatura di progetto.

Il ciclo operativo consiste nella sbobinatura del trefolo, posa su banco, sviatura del ricoprimento in P.E.A.D., marcatura e riavvolgimento su bobina.

Un'attrezzatura di svolgimento e riavvolgimento delle bobine di trefolo rende particolarmente agevole tutta l'operazione. Le bobine di trefolo preparato vengono poste sull'impalcato per il successivo infilaggio dei trefoli.

4.3 - Issaggio delle guaine

La testa della guaina, accessoriata con un apposito collare d'aggancio, viene issata, con gru o con argano posto sul pilone, e fissata temporaneamente al tubo forma sporgente dal pilone stesso. L'altra testa guaina, lato impalcato, viene posta leggermente in trazione tramite un tirfort.

Quando la guaina ha una lunghezza indicativamente superiore a 130 metri è opportuno infilare al suo interno il primo trefolo da porre in opera, per permettere la rapida messa in sicurezza della guaina stessa dopo il suo issaggio.

4.4 - Infilaggio dei trefoli

Lo strallo viene assemblato in opera infilando un trefolo alla volta, fino al raggiungimento dell'armatura necessaria. Ogni singolo trefolo è infilato all'interno delle guaine utilizzando una fune di traino (alla quale il trefolo stesso viene agganciato di testa) che è

movimentata da apposita attrezzatura, generalmente posta nel pilone.

Raggiunto il pilone il trefolo viene inserito nel rispettivo foro conico simmetrico dei due blocchi d'ancoraggio opposti, dove vengono montati i morsetti di bloccaggio.

E' necessario, a questo punto, effettuare la messa in tensione dell'elemento infilato, che diventa anche supporto stabile della guaina in P.E.A.D.

L'operazione prosegue con la stessa sequenza, ponendo in opera i trefoli simmetricamente a partire dalla linea superiore di fori conici dell'ancoraggio fino al completamento della linea inferiore; il metodo permette di ottenere il perfetto parallelismo tra i trefoli, evitando il loro intreccio.

4.5 - La messa in tensione dei trefoli

Si effettua, come già accennato, trefolo per trefolo (in prima fase ad una tensione relativamente bassa) per mezzo di un martinetto monotrefolo appoggiato ad una sella spaziatrice fissata al blocco d'ancoraggio.

La messa in tensione è basata sul principio di "isoallungamento": ogni trefolo, premarcato alla stessa lunghezza di tutti gli altri, viene messo in tensione ad allungamento; ciò significa che tutte le marche saranno allineate fra di loro al termine di ogni fase di messa in tensione e che, a parità di deformazione, ogni trefolo risulta avere lo stesso valore di tensione.

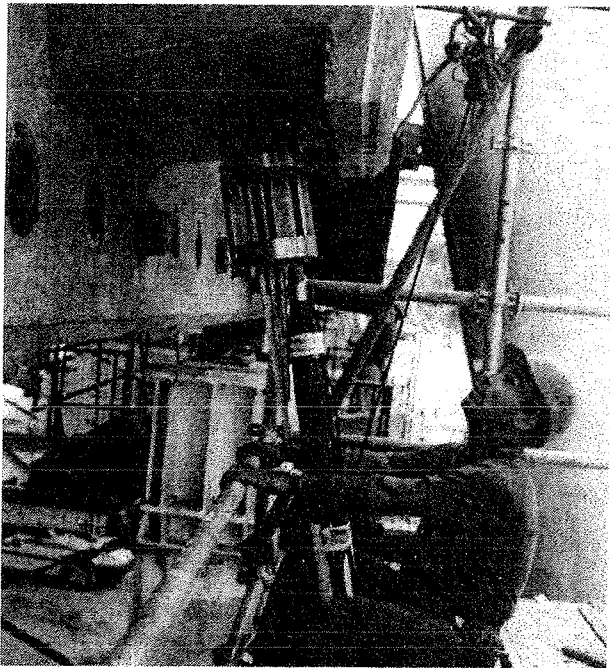


Fig. 3 - Messa in tensione con martinetto monotrefolo.

L'esperienza insegna che il metodo è estremamente sicuro e semplice, evita i problemi legati alle variazioni termiche e, inoltre, è facilmente verificabile per controllo delle pressioni decrescenti alla centralina di tesatura.

4.6 - La regolazione degli stralli

Dopo la posa delle superstrutture è solitamente necessario controllare ed aggiustare la tensione degli stralli.

L'operazione si effettua per mezzo di un martinetto anulare a corsa corta, provvisto di un sistema di presa avvitabile sul blocco d'ancoraggio regolabile; posizionato il martinetto si procede al controllo della tensione dello strallo e, successivamente, per tensione o per allungamento, alla sua regolazione.

Raggiunto il carico o l'allungamento richiesto si interviene sulla ghiera filettata (avvitando, o svitando in caso di decremento del carico) ponendo la stessa a contrasto con la piastra di ripartizione e ottenendo così il bloccaggio finale del sistema.

Il martinetto anulare di regolazione è molto contenuto in dimensioni e peso rispetto alla potenza che esprime.

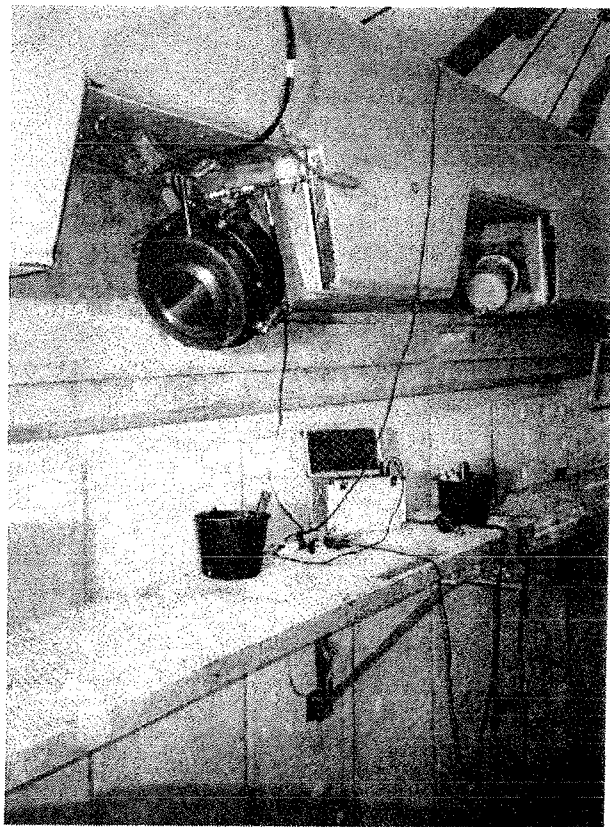


Fig. 4 - Regolazione strallo con martinetto anulare

5. LA VIBRAZIONE DEGLI STRALLI

Negli ultimi anni si è dimostrata la vulnerabilità degli stralli alle vibrazioni indotte da vento e pioggia.

L'incremento in lunghezza degli impalcati e degli stralli e l'utilizzo di guaine esterne in polietilene a superficie liscia hanno messo in risalto differenti problematiche legate alla vibrazione dei cavi in particolari condizioni di intensità e direzione di vento e pioggia.

Questo fenomeno, allo studio di molti ricercatori, non è ancora completamente compreso e risolto.

I tipi di vibrazione sino ad oggi studiati sono classificabili in: [1]

Vortex Excitation – è una vibrazione da vento trasversale causata da vortici che si formano periodicamente nella zona sottovento dietro lo strallo quando la loro frequenza coincide con la frequenza naturale dello strallo stesso; poiché questo è il fenomeno di risonanza in condizione di vibrazioni forzate, la sua ampiezza è limitata ed inversamente proporzionale allo smorzamento strutturale proprio inerente il cavo, ma può avvenire anche a bassa velocità di vento.

Galloping – è una oscillazione auto-eccitata in direzione di vento trasversale causata dal negativo effetto delle forze aerodinamiche. Sebbene la sezione circolare delle guaine, per la loro simmetria di sezione, non possa dar luogo a galloping sotto l'azione del vento perpendicolare al suo asse, piccole deviazioni dalla forma circolare, quali per esempio formazioni di ghiaccio, possono incrementare l'instabilità alla vibrazione.

Wake Galloping – è un fenomeno dinamico causato da interazione fluido-elastica tra cavi molto vicini; quando due stralli si trovano relativamente vicini, quello sottovento può essere fortemente eccitato dalla presenza di quello esposto al vento. Come l'eccitazione da vortici il wake galloping può manifestarsi anche con vento a bassa velocità e può diminuire con l'incremento della stessa.

Rain-Wind Induced Vibration – è il fenomeno più pericoloso ed è causato dalle turbolenze create, in particolari condizioni di intensità e direzione di vento e pioggia, dal rivolo d'acqua che si stacca dalla superficie esterna delle guaine, il quale cambia sostanzialmente il profilo aerodinamico delle guaine stesse.

Secondo la posizione del rivolo la direzione della vibrazione può essere sia trasversale alla direzione del vento che nella sua direzione stessa e questo fenomeno è indipendente dalla frequenza naturale del cavo.

Buffeting – è una vibrazione casuale determinata dalla turbolenza del flusso d'aria in arrivo.

Un'ulteriore vibrazione può essere causata da forze dinamiche agenti sull'impalcato e/o sul pilone.

Le tipologie di vibrazione più importanti sono il Vortex Excitation, il Wake Galloping e la Wind-Rain-Induced Vibration.

Le misure preventive adottabili nel merito dei fenomeni sopraelencati possono essere classificate, sulla base dei mezzi di smorzamento delle vibrazioni (e dall'azione che questi mezzi svolgono) in due differenti tipologie:

Mezzi Aerodinamici – sopprimono l'eccitazione delle turbolenze sulla superficie esterna delle guaine. Ottimi risultati si sono ottenuti modificando la sezione circolare delle guaine ovvero applicando alle stesse delle protuberanze longitudinali o a spirale, oppure creando una superficie a forma dentata in senso longitudinale; queste misure interrompono il flusso del rivolo d'acqua che genera l'induzione alla vibrazione. Tale mezzo è idoneo ad eliminare o ridurre considerevolmente gli effetti indotti dalla vibrazione da vento-pioggia, ma deve essere abbinato ad altri mezzi nel caso di rischio riferito ad altri tipi di vibrazione.

Nella figura 5 sono mostrati alcuni esempi delle forme di guaina descritte.

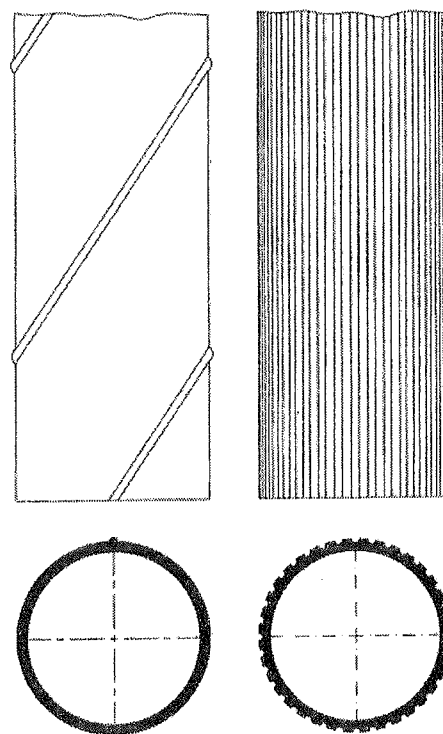


Fig. 5 – guaine in P.E.A.D. a superficie modificata

Mezzi Strutturali – ammortizzano meccanicamente o idraulicamente la vibrazione, mediante:

- Ammortizzatori interni - sono costituiti da ammortizzatori in polimeri di gomma sintetica di particolare capacità smorzante, oppure da elementi a frizione; sono applicati nella parte bassa degli stralli e connessi al tubo forma metallico sporgente dall'impalcato.
 - Ammortizzatori esterni - sono costituiti da ammortizzatori idraulici e/o visco-elastici applicati fra impalcato e parte bassa degli stralli. Sono anche in fase di studio dei veri e propri attuatori idraulici computerizzati.
 - Cavi trasversali - sono costituiti da funi trasversali ancorate all'impalcato che legano fra di loro gli stralli inducendo il sistema ad essere auto-ammortizzato. La soluzione, tuttavia, oltre a porre dei vincoli di natura estetica, è risultata essere sofferente ai fenomeni di fatica delle funi stesse.
- Nella Fig. 6 e 7 vengono mostrate alcune differenti tipologie di sistemi di ammortizzatori in uso.

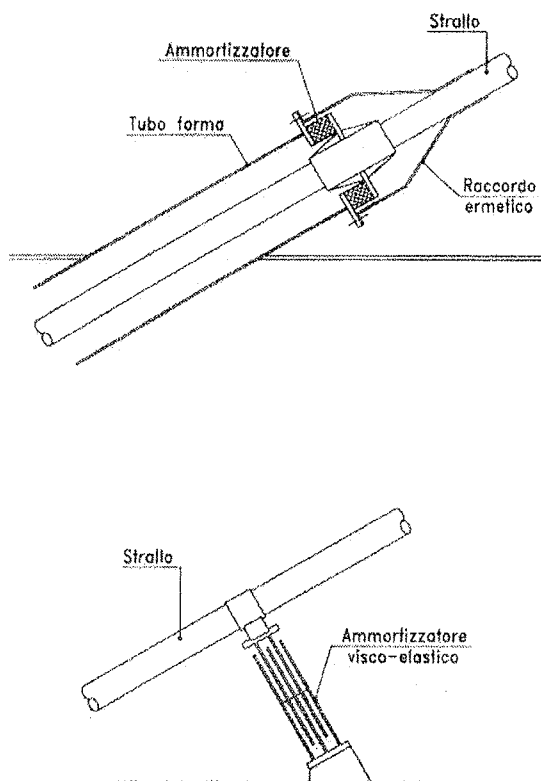


Fig. 6 - Schemi di dampers in polimero di gomma [2] e a fluido visco-elastico [3]

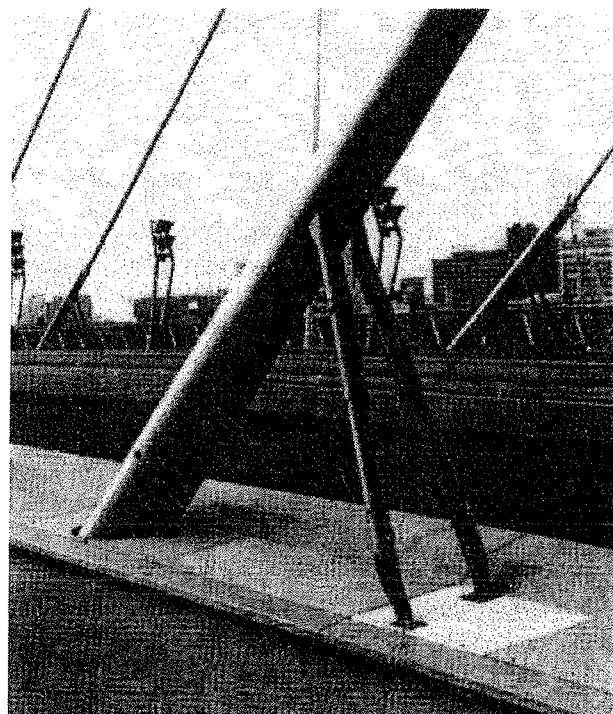


Fig. 7 - Dampers idraulici applicati agli stralli dell'Erasmus Bridge di Rotterdam [4]

6. ISPEZIONE - CONTROLLO DEGLI STRALLI

Le ispezioni degli stralli rientrano nella campagna di verifiche e controlli effettuati periodicamente sull'intera opera.

Per permettere queste verifiche in modo approfondito il sistema stralli deve, all'origine, prevedere la massima accessibilità ai suoi componenti.

E' opportuno prevedere tre tipi di ispezioni :

- Ispezioni continue a breve periodo.
Sono ispezioni visuali non approfondite che possono mettere a fuoco importanti danni al sistema, vengono effettuate una o due volte l'anno.
- Ispezione generale.
E' un'ispezione sistematica di tutti i componenti accessibili del sistema che viene solitamente programmata a intervalli regolari di tre-cinque anni
- Ispezione speciale.
Viene prescritta quando danni potenzialmente seri vengono riscontrati durante l'ispezione generale; in questo caso si procede con due attività: una ispezione tecnica per determinare le cause del problema e una economica per determinare le differenti strategie di riparazione in funzione dei costi.

Premesso quanto sopra le ispezioni e i controlli devono concentrarsi, per quanto riguarda gli stralli, alla verifica dei seguenti elementi:

6.1 - Ispezione delle guaine esterne

Le guaine debbono proteggere i cavi dall'acqua atmosferica e dalle intrusioni contaminanti esterne; sono continue in lunghezza entro le connessioni all'impalcato e al pilone. Da ciò risulta che la possibilità d'entrata d'acqua e contaminanti è ottenibile solo attraverso difetti o rotture della guaina esterna e/o delle sue connessioni d'estremità.

L'ispezione è effettuata con le seguenti modalità:

- le guaine sono ispezionabili con dei lift e, nel caso di piloni molto alti, per mezzo di sistemi a carrello montanti lungo le guaine, queste ultime utilizzate come cavo portante; la fattibilità del sistema deve essere studiato preliminarmente e adattato alla struttura. Si ricercano, sulla superficie esterna difetti di saldatura, fessurazioni, danni o deterioramenti.
- I raccordi delle guaine sono ispezionabili smontando, nella parte bassa, gli eventuali tubi antivandalismo o i raccordi protettivi esterni.

6.2 - Ispezione degli ancoraggi

Solitamente la zona fra tubo forma e l'ancoraggio nell'impalcato è provvista di uno scolo d'acqua e di accumulo di umidità e quindi è facilmente verificabile l'eventuale pericolo d'acqua, sinonimo di difetti di ermeticità.

Gli ancoraggi sono esternamente ispezionabili smontando i cappucci protettivi: si verificano eventuali presenze d'acqua e tracce di corrosione o anomalie sui trefoli, sulla morsetteria e del blocco d'ancoraggio.

6.3 - Controllo delle vibrazioni

Le instabilità aerodinamiche degli stralli, come precedentemente trattato, sono riscontrabili in seguito a particolari condizioni meteorologiche.

Le ispezioni da effettuare nel caso di problemi di vibrazione (a titolo di accenno in quanto il capitolo è estremamente vasto) coinvolgono l'analisi dei sistemi di smorzamento eventualmente già posti in opera e le

analisi da effettuare per la verifica dei parametri della vibrazione (ampiezza dell'oscillazione e frequenza) e delle cause esterne (direzione e velocità del vento, intensità della pioggia). Essendo a conoscenza della problematica, legata prevalentemente ai ponti di grande luce, è però opportuno effettuare l'analisi dei detti fenomeni nella fase progettuale (con modelli matematici o con test in galleria del vento).

6.4 - Controllo dell'armatura degli stralli

Si stanno mettendo a punto sistemi di controllo che possano rilevare eventuali rotture o inneschi di corrosione dei trefoli; detti sistemi, ancora in fase di sperimentazione, utilizzano, per esempio, la tecnica della propagazione del suono, dell'induzione elettromagnetica oppure il metodo delle corde vibranti; il dato di fatto è che non esiste, a tutt'oggi, un sistema sicuro di verifica dello stato delle armature componenti lo strallo. Il settore dei controlli non distruttivi è in continua evoluzione e, per questa ragione, sarà molto presto propositivo di efficaci strumenti di monitoraggio continuo degli stralli.

7 - CONCLUSIONI

Lo sviluppo dei ponti strallati negli ultimi anni è stato rimarchevole per l'incremento delle luci, per l'aumento della loro applicazione nel mondo e per la nuove concezioni estetiche.

La memoria ha illustrato lo sviluppo della tecnologia per la realizzazione degli stralli da ponte in trefoli, in modo forzatamente poco dettagliato, dovuto al poco tempo disponibile in rapporto all'argomento.

La speranza è di aver fornito dei validi e semplici indirizzi al mondo professionale circa la tecnologia e le problematiche riscontrate alla sua applicazione.

Gli stralli da ponte devono essere considerati come una macchina che, come tale, abbisogna di controlli, manutenzioni periodiche e, finanche, della sua sostituzione.

In ogni caso lo stato dell'arte è ormai giunto ad un ottimo livello: con i nuovi sistemi un team ridotto e molto professionale è in grado di realizzare grandi opere con garanzia di sicurezza e durabilità assolutamente rimarchevoli.

Bibliografia

- [1] MANABU ITO – 1999 – Stay Cable Technology : Overview – IABSE Conference Malmö 1999 – CD/Volume 82 – Pag.490-499
- [2] M. MIZOE, S. MUROI, T. HORII, T. ISOBE, R. KIYOTA, Y. IMADA – 1999 – The Super High Damping Rubber on the stay-cables of Meiko East Bridge - IABSE Conference Malmö 1999 – CD/Volume 82 – Pag.598-605
- [3] Y. SUZUKI, Y. HIYAMA, T. KONDO, T. KAWAKAMI, M. SUZUKI, A. MORIUCHI – 1999 – Damping device in stay-cables of Meiko Central Bridge - IABSE Conference Malmö 1999 – CD/Volume 82 – Pag.561-569
- [4] C. GEURTS, T. VROUWENVELDER, P.V. STAALDUINEN, J. REUSINK – 1998 – Numerical Modelling of Rain-Wind-Induced Vibration : Erasmus Bridge, Rotterdam – IABSE/Structural Engineering International 2/98 – Pag.129-135

IMPIEGO DELLA TECNOLOGIA DI PRESOLLECITAZIONE NELLA MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI UN EDIFICIO A MILANO

Carlo, Elio, Marco SOLA

Professionisti in Milano

SOMMARIO

In un edificio del centro a Milano si sono eseguite opere di manutenzione straordinaria per ricavare una autorimessa interrata e due sale, una per esposizioni e l'altra per proiezioni, in luogo dell'unica sala cinematografica preesistente.

Si è fatto largo uso della tecnologia di presollecitazione per abbassare le fondazioni e per rinforzare le travi in acciaio di copertura della ex-sala cinematografica.

SUMMARY

Extraordinary maintenance work has been carried out in a building in the centre of Milan in order to create an underground garage and two halls – one for exhibitions and the other as a projection room – out of the preexisting cinema.

Prestressing technology has been widely used in order to lower the foundations and to reinforce the steel beams covering the former cinema hall.

1. PREMESSA

L'edificio oggetto dell'intervento è situato in Via Vittorio Veneto 2, a Milano; fa parte di una serie di stabili, edificati nella seconda metà dell'ottocento a ridosso dell'ex cerchia murata dei bastioni.

La struttura verticale portante è in muratura di mattoni pieni; gli impalcati in legno o in laterizio e profilati di acciaio, le scale in pietra a giorno.

All'inizio degli anni cinquanta la costruzione subì un grosso rimaneggiamento per situare al piano terreno una

sala cinematografica di seicento posti di capienza.

All'epoca fu eliminata la corte centrale che caratterizzava questa tipologia di case; furono costruiti otto pilastri in cemento armato e le relative fondazioni a plinto isolato; su di essi furono disposte quattro travi binate in acciaio; a queste venne affidato il compito di portare le murature perimetrali della costruzione e quanto su di esse gravava (solai di piano, copertura etc.), nonché la nuova copertura dell'ex cortile, ora diventato sala cinematografica (v. Fig. 1).

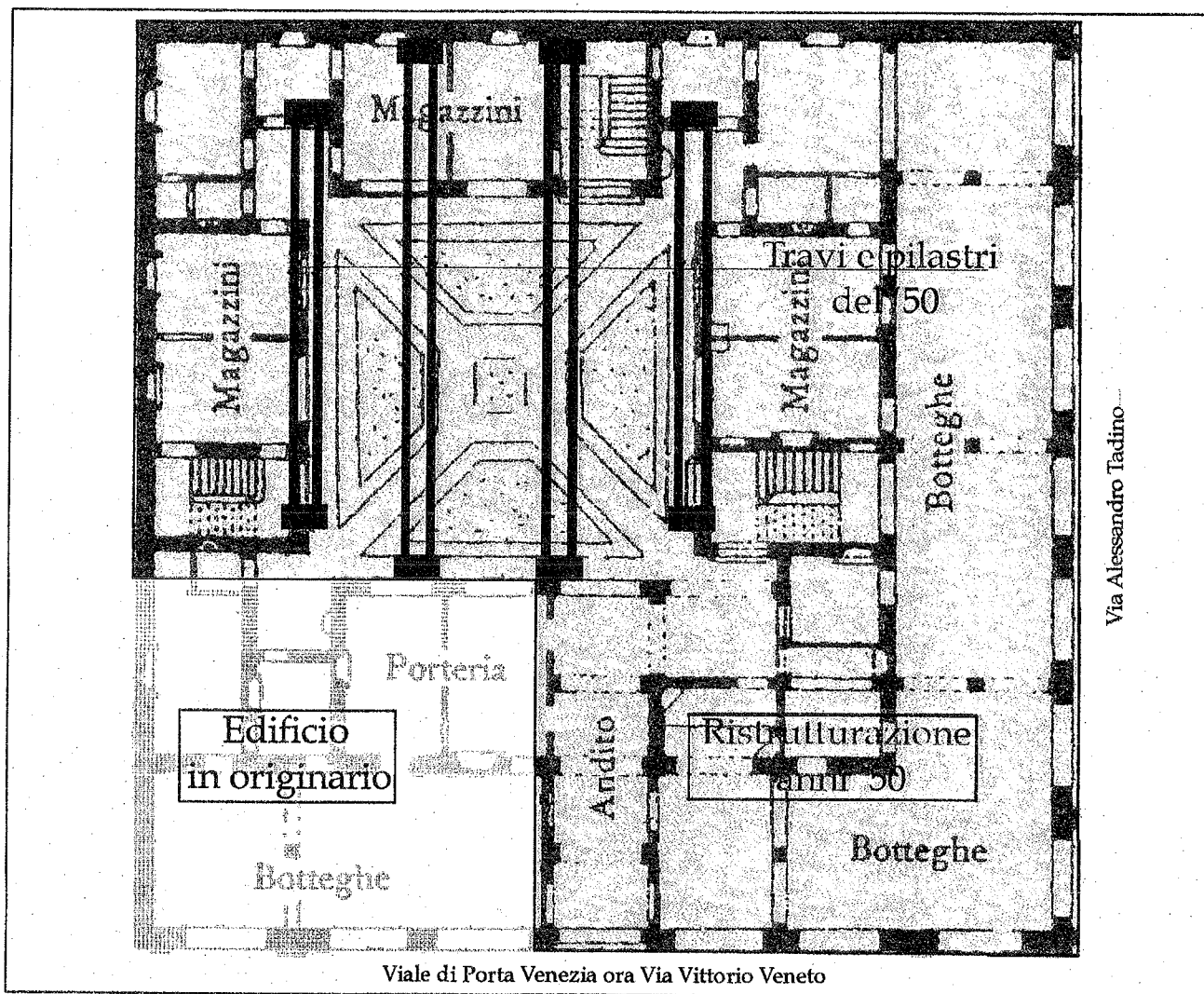


Fig. 1 Edificio di Via Vittorio Veneto: Pianta del piano terreno

Nel 1996 la Proprietà decise di operare un nuovo intervento per ospitare ai piani terreno, primo e secondo l'Assessorato alla Cultura della Provincia di Milano e le sue attività; si coglieva, inoltre l'occasione per condurre ai piani superiori, destinati a residenza, una consistente opera di manutenzione straordinaria e per dotare lo stabile di un'autorimessa interrata.

Dal punto di vista strutturale si trattava, in sintesi, di abbassare di circa tre metri le fondazioni degli otto pilastri centrali, costruiti negli anni cinquanta per la funzione di cui si è detto prima; si dovevano anche ricavare due sale in luogo dell'unica esistente, destinate una a proiezioni e l'altra ad esposizioni temporanee, e, quindi, di realizzare un nuovo orizzontamento di altezza il più possibile ridotta, tra le due nuove sale (v. Fig. 2 e Fig. 3). Come verrà meglio descritto in seguito, il primo problema è stato risolto cercando la base dei pilastri con una "cintura" in cemento armato precompresso, con barre tipo Mc Call e trasferendo il

carico più basso mediante micropali attestati nella "cintura" stessa.

L'intuizione, che rese possibile la riduzione dell'impalcato tra le due nuove sale a soli 30 cm di spessore, fu quella di "appendere" tale struttura alle travi di acciaio esistenti a copertura della primitiva sala cinematografica, rinforzandole opportunamente.

Preventivamente fu condotta una lunga e laboriosa indagine per raccogliere ogni notizia utile e rilevare tutto quanto rilevabile dell'impianto strutturale esistente, al fine di averne una conoscenza più precisa e dettagliata possibile.

E' opportuno sottolineare quanto sia necessario e all'architetto e allo statico, nel caso di questi interventi sull'edificato, conoscere al meglio l'oggetto, al fine di evitare, - o ridurre al minimo, - i danni conseguenti l'intervento stesso sull'opera, sia dal punto di vista culturale ed estetico, sia dal punto di vista della statica.

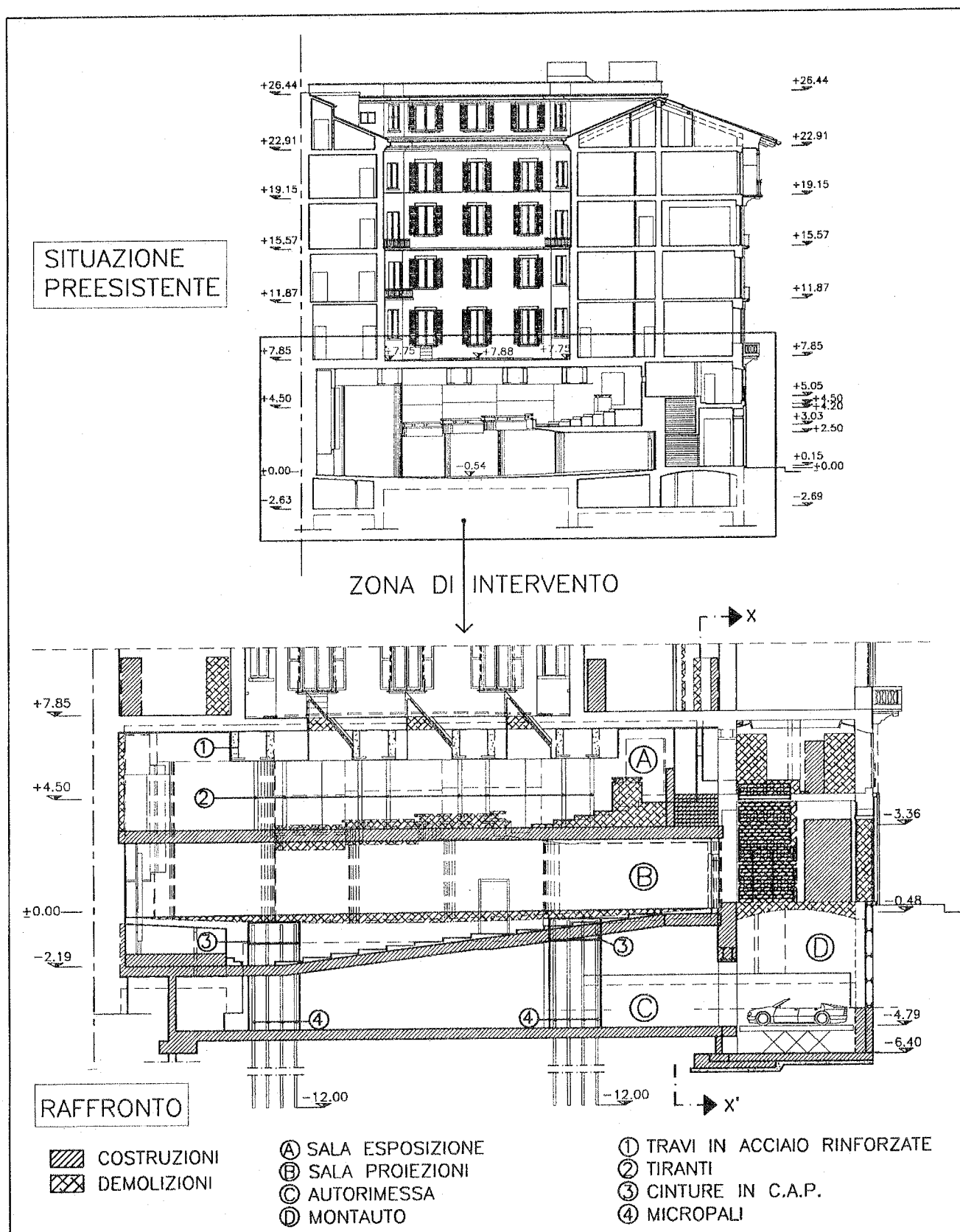


Fig. 2 Sezione e zona di intervento

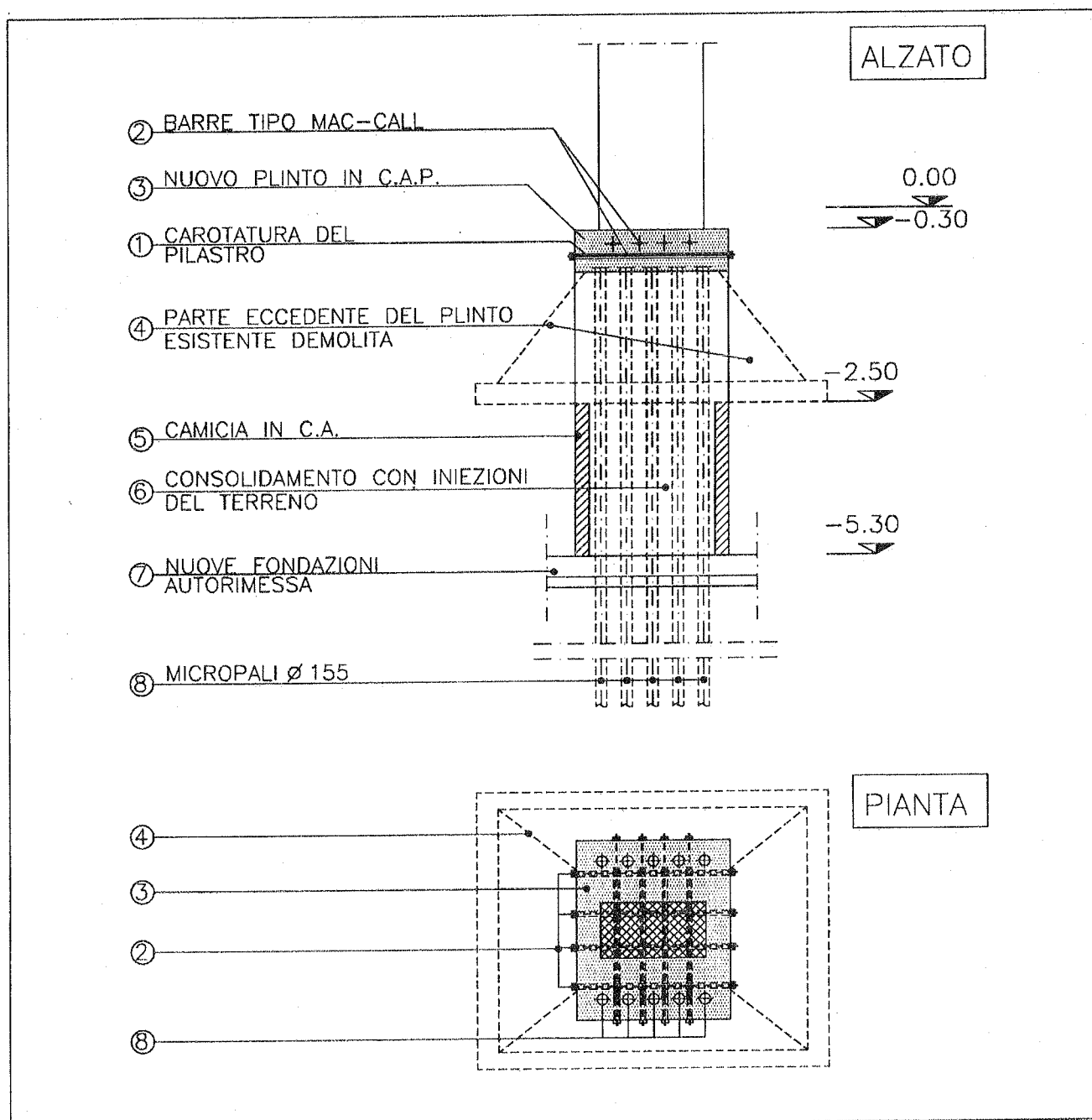


Fig. 4 L'abbassamento delle fondazioni

Il carico stimato sui pilastri varia da 80 ton per quelli meno carichi, fino ad oltre 200 ton per quelli più carichi.

Eseguite queste operazioni, si è potuto procedere allo scavo e alla contemporanea demolizione delle parti dei vecchi plinti eccedenti la sagoma della nuova "cintura" precompressa, limitandosi, naturalmente, a quanto ingombrava gli spazi utili delle nuove sale e della autorimessa interrata.

Durante l'abbassamento dello scavo, si è

provveduto ad incamiciare per sottomurazione il terreno sotto i nuovi plinti (e attorno ai micropali); successivamente questo terreno è stato anche consolidato con iniezioni di cemento, per ridurre ulteriormente il rischio di carico di punta sui micropali stessi.

L'operazione si è felicemente conclusa senza danni o conseguenze sulle strutture interessate, come anche sulle murature dell'edificio da essi portate.

3. RINFORZO DELLE TRAVI IN ACCIAIO

Quando si pensò di appendere alle travi in acciaio esistenti il nuovo solettone, - di copertura della sala cinematografica e a pavimento della sala espositiva, - inizialmente, si pensò ad un rinforzo di queste travi di tipo tradizionale e cioè con piattabande superiori e inferiori, rinforzi di anima, etc; anche perché tale sistema non avrebbe alterato l'estetica delle strutture, invero molto apprezzabile.

Nell'approfondita indagine preliminare, eseguita una volta rimossa la controsoffittatura, era stata ricostruita la geometria completa delle travi (anima, piattabande, rinforzi, chiodature, appoggi sui pilastri, etc.) ed erano state verificate le varie sezioni.

Questo sistema di rinforzo per essere veramente

efficace comportava, però, lo scarico completo preventivo della trave e ciò sarebbe stato particolarmente oneroso, data l'entità dei carichi in gioco.

Nel frattempo gli Architetti avevano anche deciso di "mascherare" le travi con una carenatura di pannelli isolanti, che contenesse anche i canali del condizionamento.

Venne allora l'idea di "sottoarmare" le travi, usando cavi di precompressione di sezione opportuna, che vennero alloggiati nelle fiancate esterne delle travi di acciaio per facilitarne la posa e per non interrompere i collegamenti esistenti tra le travi binate. Per garantire l'aderenza, le staffe, collegate dall'armatura lenta longitudinale, furono saldate agli angolari correnti superiori e inferiori.

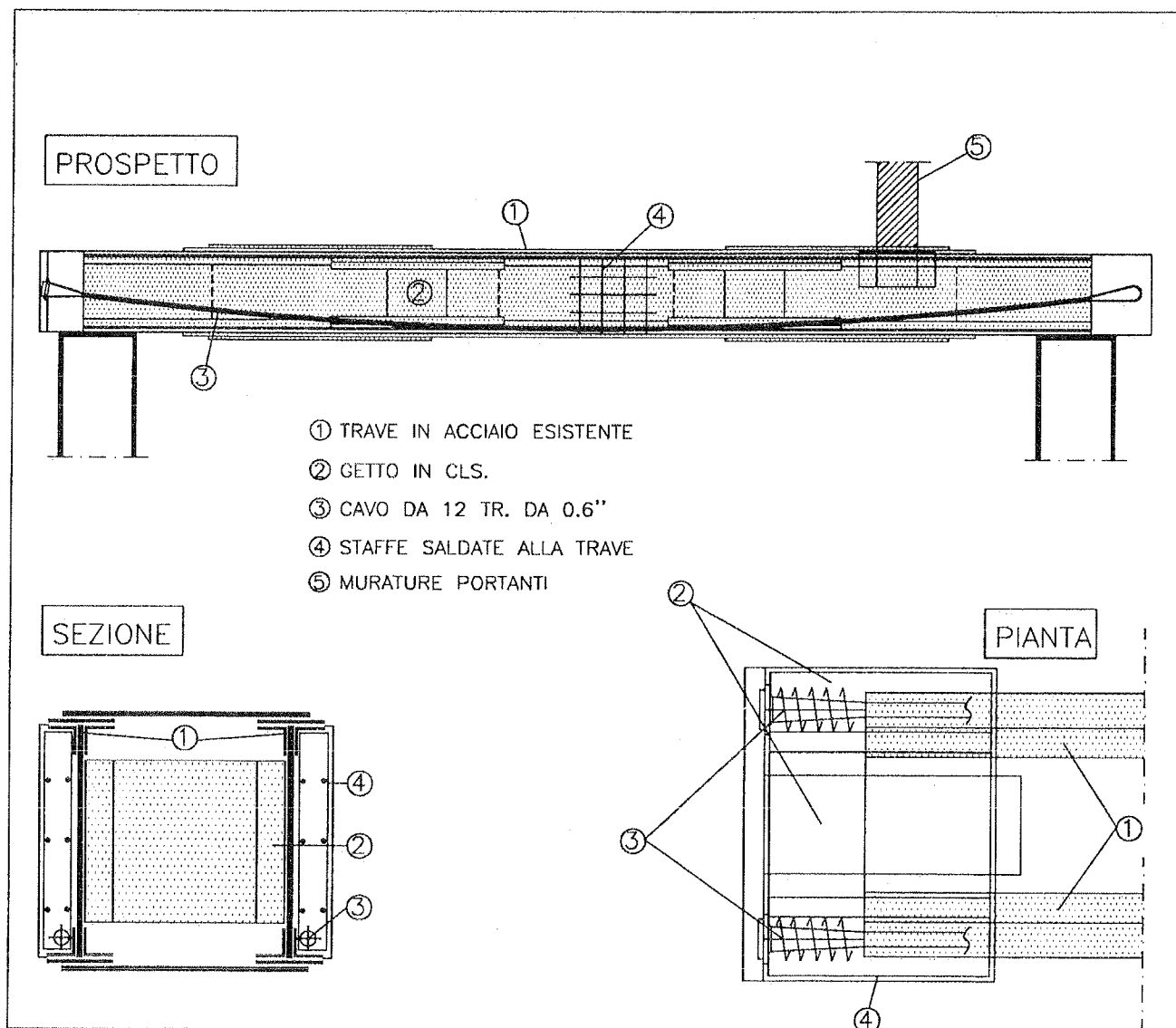


Fig. 5 Il rinforzo delle travi in acciaio

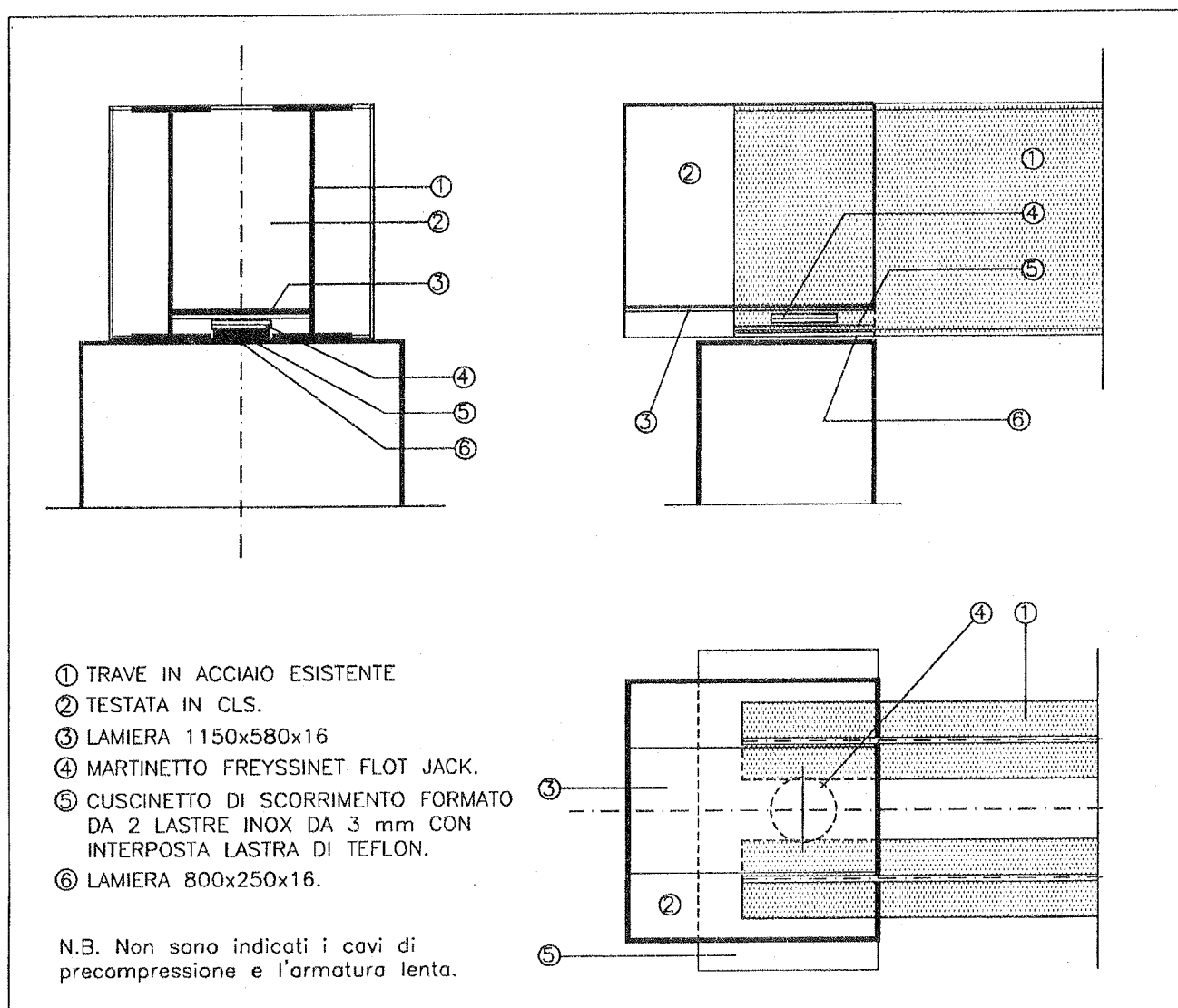


Fig. 6 Gli appoggi per le travi

Questo semplice sistema, permetteva di operare dai fianchi liberi delle travi; non occorreva puntellazione, poiché la messa in tiro dei cavi costringeva le travi sotto le murature già portate e disarmava contemporaneamente il solaio appeso, trasferendo subito il suo carico permanente alle stesse travi, ora a sezione mista precompressa acciaio - calcestruzzo (v. Fig. 5).

Si otteneva in sostanza il duplice effetto di sostenere i carichi vecchi e i nuovi, evitando (o quantomeno riducendo) le conseguenze sulle strutture vecchie e nuove, dovute a fenomeni istantanei di elasticità o di viscosità nel tempo.

Occorreva però far sì che la precompressione andasse a interessare effettivamente le travi, evitando che si perdesse in flessione nei grossi pilastri molto rigidi, ai quali erano vincolate le travi stesse in acciaio.

Per ottenere ciò, dopo aver tagliato i tirafondi di collegamento con i pilastri in cemento armato, si pensò di disporre, dalla parte delle testate mobili dei cavi, degli apparecchi d'appoggio scorrevoli, realizzati con lamiere inox con interposizione di una lastra di teflon; sotto di questi furono disposti martinetti idraulici della Freyssinet gonfiabili idraulicamente (v. Fig. 6).

Fu sollevata con il martinetto la testata della trave e, quindi, messi in tensione i cavi. L'operazione fu seguita con idonea strumentazione per controllare lo spostamento delle testate, il sollevamento della sezione di mezzaria e il disarmo del soletto appeso.

Ai cavi fu data una tensione iniziale di 210, 0 ton, avendo calcolato in 30,0 ton le cadute di tensione differite nel tempo.

Dopo lo scarico dei martinetti ed il ritorno in sede delle travi, fu eseguita l'iniezione delle guaine.

4. RINFORZO DEI SOLAI ESISTENTI

Oltre agli interventi illustrati in precedenza, furono inseriti nello stabile una nuova scala, due vani ascensore e un montauto con una delicata operazione di sottomurazione.

Furono poi rinforzati i solai di piano per adeguarli alle portate di norma, anche in funzione delle nuove destinazioni (sala esposizioni e uffici aperti al

pubblico).

Gli impalcati erano di due diversi tipi: tavelloni su profilati in acciaio o travetti di legno con assito.

4.1 Nel primo caso, sui tavelloni in laterizio fu realizzata una cappa di calcestruzzo armata con rete elettrosaldata, collegata alle travi in acciaio mediante connettori a piolo Tecnaria CT12/80 sparati (v. Fig. 7), a formare una sezione mista acciaio - calcestruzzo.

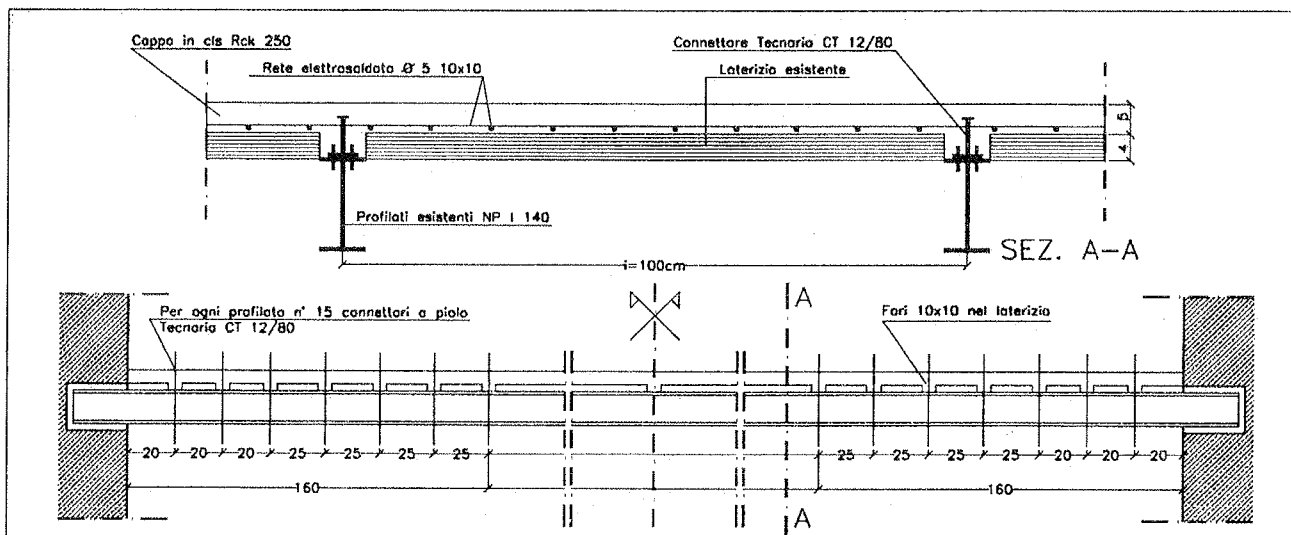


Fig. 7 Il rinforzo dei solai in laterizio e profilati di acciaio

4.2 Per il rinforzo degli impalcati in legno fu proposta la soluzione indicata alla Fig. 8.

Essa consiste nell'inserimento tra i travetti in legno di profilati HE con funzione di travi principali; trasversalmente, come rompitratta ai terzi, sono stati posti dei profilati IPE 80. Questi ultimi, tagliato l'assito, sono stati collegati agli HE e portano appesi i travetti in legno, che, in aggiunta, sono a loro costretti da tirantini filettati messi in tensione serrando i dadi.

Con questo sistema si ottiene di ridurre a metà la luce dei travetti in legno - aumentando la portata del solaio - e di recuperare quasi completamente la deformazione dell'impalcato.

Il rinforzo risulta inoltre di altezza molto limitata e non fuoriesce dalla sagoma originaria.

La cappa superiore in c.a. ha, quindi, solo funzione di sottofondo di pavimento e contribuisce a ridurre ulteriormente la deformabilità dell'impalcato.

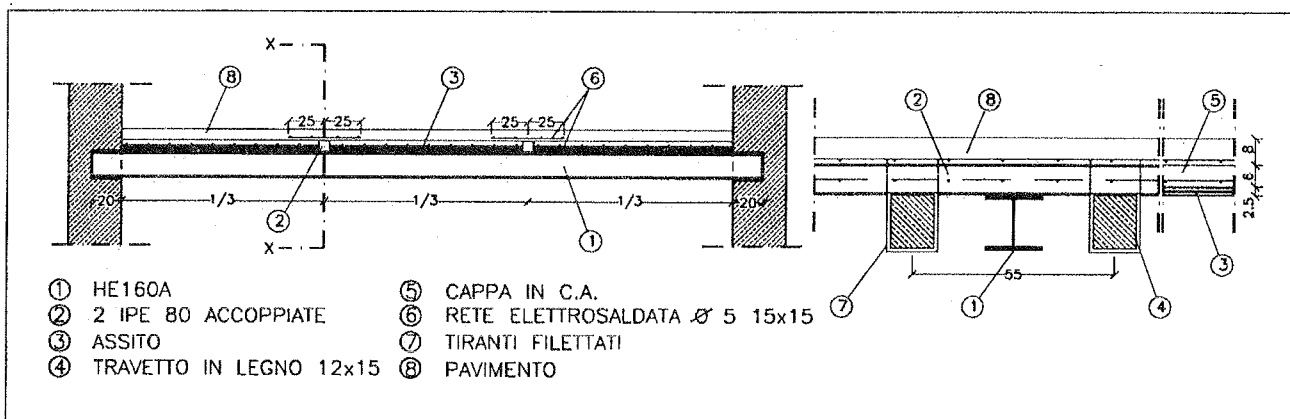


Fig. 8 Il rinforzo dei solai in legno

5. COLLAUDI IN CORSO D'OPERA

5.1 Copertura dell'autorimessa interrata

E' ben noto che con l'uso della tecnica della presollecitazione si ottiene anche il risultato di precollaudare le opere: così fu anche nel caso del rinforzo delle travi in acciaio, di cui si è prima parlato.

Si ottenne anche di disarmare il solettone appeso alle medesime travi.

Questo solettone era stato banchinato

provvisoriamente sull'impalcato di copertura dell'autorimessa e, in particolare sulla sua zona centrale, che è una piastra ad armatura incrociata, con lati di m 10,0 e di m 13,0 circa.

Si colse, quindi, l'occasione della presenza di questo carico per sottoporre a prova questa struttura; il peso proprio del solettone superiore (altezza 30 cm) è di 750 kg/m^2 , uguale proprio al carico utile previsto sulla copertura dell'autorimessa più il permanente ancora mancante ($500 + 250 \text{ kg/m}^2$).

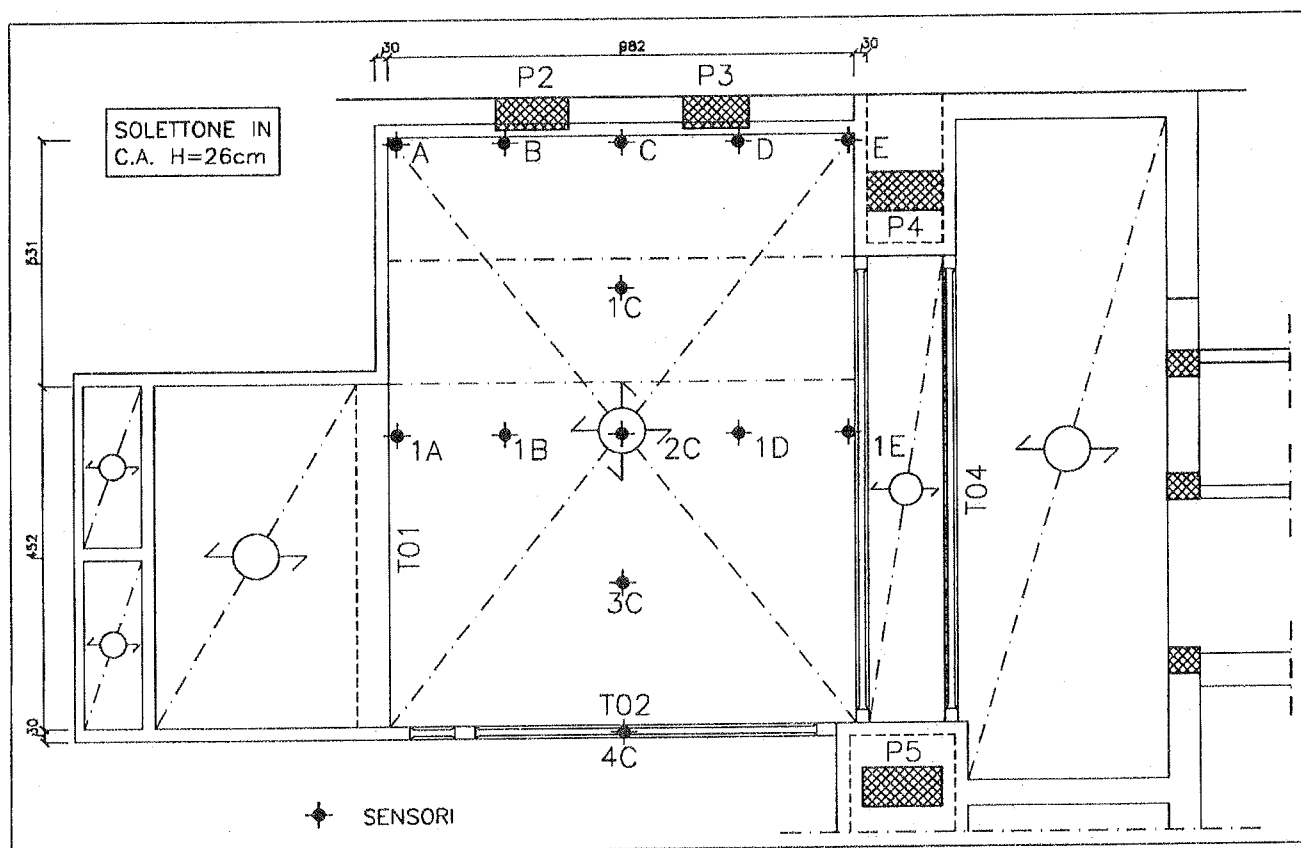


Fig. 9 Vista speculare copertura autorimessa: strumentazione di collaudo lettura dei sensori

sensori	lett. 04/08 scarico	lett. 07/08 carico	lett. 07/09 carico	lett. 26/10 carico	lett. 02/11 scarico
1A	0.000	4.709	6.861	9.100	3.700
1B	0.000	16.883	23.733	31.883	16.758
1C	0.000	12.854	16.773	24.445	7.631
2C	0.000	22.578	29.518	40.936	22.149
3C	0.000	19.334	23.052	31.795	13.963
4C	0.000	2.694	2.504	4.766	2.384
1D	0.000	13.988	28.465	34.493	10.714
1E	0.000	1.877	3.165	5.486	1.674

Letture in mm

Disarmata quindi la piastra, prima del getto dell'impalcato superiore e disposta un'opportuna e adeguata strumentazione (v. Fig. 9), se ne seguirono le varie fasi di carico corrispondenti al getto del solettone e al suo disarmo, conseguente alla messa in tiro dei cavi nelle travi in acciaio.

Si ottenne così di controllare il comportamento elastico e viscoso reale di una struttura a piastra di grandi dimensioni, sottoposta a carico uniformemente distribuito per un periodo di tempo molto significativo e non usuale nei collaudi (circa 75 giorni).

5.2 Solai in laterizio e profilati in acciaio

In questo caso furono eseguite in parallelo una prova su una zona di solaio rinforzato come descritto in 4.1 – e su una zona adiacente non ancora rinforzata, di pari luce e con vincoli uguali.

Si controllò, quindi, la validità del rinforzo eseguito e si poté constatare che il solaio trattato denunciava frecce inferiori di circa tre volte rispetto a quelle dell'originario non trattato (v. Fig. 10).

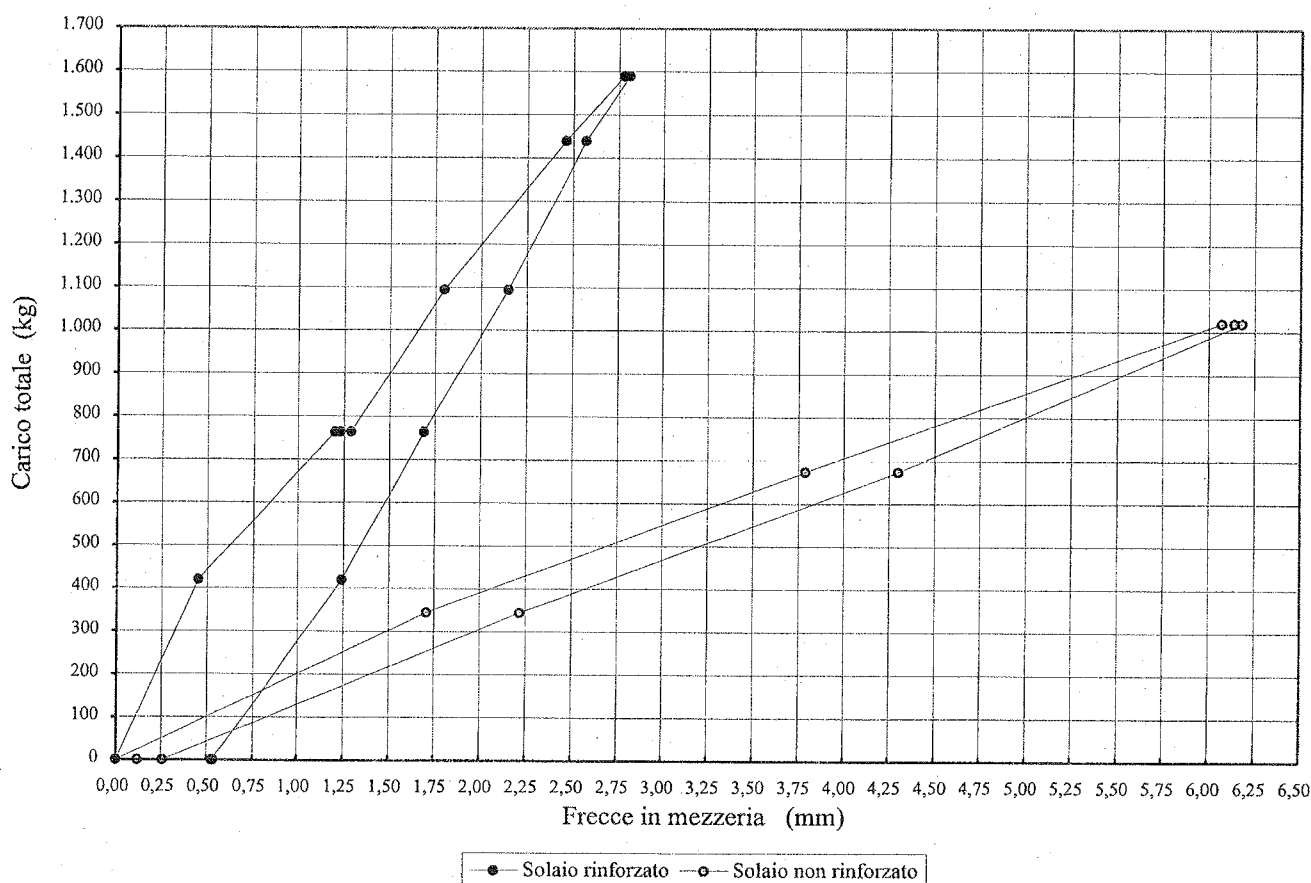


Fig. 10 Confronto tra le frecce dei solai in laterizio e acciaio rinforzati e non

RESPONSABILI DELL'OPERA:

- progetto: arch. Gae Aulenti e Carlo Lamperti
- direzione lavori: geom. Mario Finocchi
- progetto, calcolo e direzione delle opere strutturali:
Studio Sola: ingg. Carlo, Elio e Marco Sola
- impresa esecutrice: Coop. di Costruzioni Lavoranti Muratori di Milano.