

GLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE SUL COMPORTAMENTO TORSIONALE E FLESSO - TORSIONALE D'ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

Antonino D'Aveni¹, Stefano Sturiale², Antonino Recupero³

¹ Professore associato, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale (D.I.C.A.), Università degli Studi di Catania, Italia.

² Dottorando, Dipartimento di Metodologie Chimiche e Fisiche per l'Ingegneria (D.M.C.F.), Università degli Studi di Catania, Italia.

³ Titolare di assegno di ricerca, Dipartimento di Costruzioni e Tecnologie Avanzate (Di.C.T.A.), Università degli Studi di Messina, Italia.

SOMMARIO

Il presente lavoro analizza l'influenza della precompressione sull'instabilità elastica di colonne a sezione sottile aperta. La soluzione approssimata alla Rayleigh-Ritz del problema è ottenuta imponendo, in condizioni d'incipiente sbandamento, la stazionarietà dell'energia potenziale totale. I risultati della ricerca dimostrano che la precompressione modifica significativamente il carico critico torsionale o flessio-torsionale (non quello euleriano), i cui valori dipendono dai parametri meccanici del materiale e di forma della sezione, nonché dall'entità e dalla posizione della forza di precompressione. Un esempio numerico, riferito a colonne con sezione sottile con doppio asse di simmetria, evidenzia l'incremento del carico critico torsionale in funzione dei citati parametri.

ABSTRACT

The proposed theoretical research analyzes, by Rayleigh-Ritz energy method, the performance of the prestressing load on the elastic instability of the columns with thin-walled open cross sections. The results show that the torsional or torsional-flexural critical load (non eulerian load) can be considerably increased by prestressing force and this increment is due to its value and position, and to the shape parameters of the cross section. Numerical example shows the effectiveness of the proposed technology for increasing the torsional or torsional-flexural critical load of symmetric sections. The same performance has been observed for single or non symmetric thin-walled open cross sections. The obtained analytical solution is a general result.

1. INTRODUZIONE

Da qualche decennio si assiste, nel campo dell'ingegneria civile, ad una continua evoluzione delle tipologie strutturali, stimolata dal progresso della tecnologia dei materiali, che ha permesso di ottenere nuove forme di sezioni con dimensioni sempre più sottili e materiali con resistenze sempre più elevate. Nel campo delle costruzioni in cemento armato, la tecnologia della precompressione ha spinto nella direzione della prefabbricazione gran parte della produzione di qualità, spostando dal cantiere allo stabilimento ogni manufatto che poteva essere realizzato per elementi assemblati. Inoltre, nello stabilimento è possibile programmare ed attuare controlli di qualità lungo tutta la filiera produttiva che va dalla scelta dei materiali, al processo produttivo, al prodotto finito e perfino alla verifica delle prestazioni. Nel presente, tale tendenza è ancora in evoluzione con lo sviluppo di fibre in materie plastiche (fibre di carbonio, aramidiche etc.) ad altissima resistenza.

La realizzazione di strutture in cemento armato sempre più leggere e snelle con elevate prestazioni statiche trova fondamento nell'economia indiretta che si realizza nella fabbricazione, nel trasporto, nel montaggio e nel costo d'esercizio, oppure nel valore estetico aggiunto, piuttosto che nell'economia diretta per il risparmio di materiale. Per contro, si hanno anche alcuni aspetti negativi, quali: la maggiore difficoltà di produzione per effetto parete, la predisposizione a danni fisici, la tendenza accentuata alla corrosione delle armature e, non ultima, l'aumentata sensibilità a pericolosi fenomeni d'instabilità elastica. Questa, nei suoi diversi aspetti, è stata oggetto di studi teorici e sperimentali da parte di singoli ricercatori [1] e di comitati scientifici, volti ad ottenere formulazioni semplificate [2], condivise dalle diverse normative nazionali [3] e caratterizzate da semplice lettura e facile applicabilità.

L'importanza dell'instabilità strutturale è testimoniata dal fatto che, nella nuova filosofia di verifica della sicurezza agli stati limite, essa costituisce uno tra gli stati limite ultimi (di resistenza) e spesso un limite inferiore delle capacità portanti della struttura.

Eulero [4], circa duecentocinquanta anni fa, studiò per primo l'instabilità flessionale di colonne; il suo lavoro non ebbe risvolti pratici né sviluppi teorici significativi fino agli anni '50. In seguito, il massiccio programma d'infrastrutture civili (ponti, industrie, edifici, etc), varato nel mondo occidentale dopo la seconda guerra mondiale, pose nuovamente all'attenzione della comunità scientifica la questione instabilità, prima per le strutture in acciaio e successivamente con l'avvento della prefabbricazione anche per le strutture in c. a. [7]. L'esperienza sul campo dimostrò che molti casi di cedimenti strutturali ebbero come causa unica l'instabilità elastica d'elementi snelli compressi, anziché la raggiunta resistenza del materiale, e riscontrò anche la possibilità che si instaurassero diversi tipi d'instabilità elastica (flessionale, torsionale e combinata torso-flessionale).

In particolare, il problema dell'instabilità torsionale e flessio-torsionale di elementi strutturali con sezioni aperte in parete sottile è stato risolto negli anni 50 (con riferimento ai profili sottili in acciaio) [5, 6], sia in forma chiusa (integrazione delle equazioni differenziali nella configurazione deformata) sia con formulazioni approssimate di tipo energetico o numerico. Il problema analitico, nella sua formulazione più generale, dà luogo ad un'equazione cubica la cui radice di più basso valore è il carico critico, che può essere di tipo flessionale (euleriano) o di tipo torsionale o combinato flessio-torsionale, in base alle simmetrie presenti nella sezione geometrica ed ai parametri di forma della stessa.

Oggi giorno, l'obiettivo attuale dei ricercatori è di utilizzare dispositivi che aumentino la rigidità torsionale degli elementi strutturali con sezioni a pareti sottili in profilo aperto [8], poiché la loro bassa rigidità torsionale influenza fortemente il carico ultimo.

Il presente lavoro è da inquadrarsi come ricerca di base in quanto affronta in termini del tutto generali (valida per qualsiasi materiale: acciaio, calcestruzzo, legno, materiali innovativi, etc) e con formulazione analitica il fenomeno dell'instabilità di elementi strutturali snelli snelle con sezioni aperte in parete sottile in presenza di uno stato di precompressione. Esso evidenzia che spesso il valore del carico critico di tali elementi strutturali compressi è di tipo torsionale o flesso torsionale, per la loro limitata rigidità torsionale, ossia inferiore a quello euleriano nel piano di minima rigidità.

La trattazione analitica, se opportunamente modificata, permette di affrontare il comportamento torsionale e flesso-torsionale anche di travi tozze.

L'analisi, utilizzando il metodo approssimato dell'energia potenziale totale alla Rayleigh-Ritz, dimostra che una ben disposta precompressione, seppur di modesta entità, migliora significativamente il carico critico torsionale o flesso torsionale di colonne, senza alterare quello euleriano.

Un esempio numerico applicato al cemento armato, evidenzia che la precompressione può incrementare o diminuire il carico critico flesso-torsionale di un elemento strutturale snello a sezione aperta snella simmetrica. Tale variazione dipende dall'entità della forza di precompressione e dalla sua posizione, nonché da un parametro di forma della sezione. Analogo risultato si ottiene per sezioni con un sol asse di simmetria o non simmetriche.

In definitiva, l'obiettivo di dimensionare elementi snelli con tale tipologia di sezione in base al carico euleriano, o elementi tozzi in base al carico ammissibile, anziché per il più basso valore torsionale o flesso-torsionale, può essere facilmente raggiunto applicando all'elemento strutturale una modesta precompressione in posizione opportuna.

2. INSTABILITÀ ELASTICA DELLA COLONNA

La soluzione dell'instabilità elastica, di colonne di sezione aperta in parete sottile, è ricercata in forma approssimata alla Rayleigh-Ritz annullando la variazione seconda dell'energia potenziale totale Π , valutata a partire da una deformata consistente con le condizioni cinematiche al contorno (le statiche non necessariamente verificate). Pertanto, dalla:

$$\delta^2 \Pi = \delta^2 (U - H) = 0 \quad (1)$$

U = energia di deformazione del sistema

H = potenziale dei carichi

si può determinare l'espressione analitica del carico critico.

L'analisi del problema, tuttavia, richiede la valutazione preventiva dello stato di sollecitazione presente nei materiali ed il contributo della precompressione.

2.1 Lo stato di sollecitazione di riferimento

L'applicazione di un carico P ad una colonna (senza imperfezioni, materiale elastico-lineare, vincoli lisci, cerniera torsionale) di sezione aperta in parete sottile, in equilibrio per effetto di una precompressione N_o con eccentricità costante ξ_o ed ψ_o , rispetto agli assi baricentrici ξ e ψ (fig.1), dà luogo nell'acciaio di precompressione e nel materiale precompresso alle seguenti sollecitazioni:

$$N_a = N_o - P \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{\mu}{n} + \frac{\psi_o^2}{\rho_\xi^2} - \frac{\xi_o^2}{\rho_\psi^2}} \right) \quad (2a)$$

$$N_m = - \left[N_o + P \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\mu}{n} + \frac{\psi_o^2}{\rho_\xi^2} - \frac{\xi_o^2}{\rho_\psi^2}} \right) \right] \quad (2b)$$

con

$\mu = A_m/A_a$ rapporto geometrico d'armatura;

$n = E_a/E_m$ coefficiente d'omogeneizzazione;

ρ_ξ, ρ_ψ = raggi giroatori d'inerzia rispetto agli assi ξ e ψ ;

a, m = indici di riferimento per indicare acciaio da precompressione e materiale precompresso.

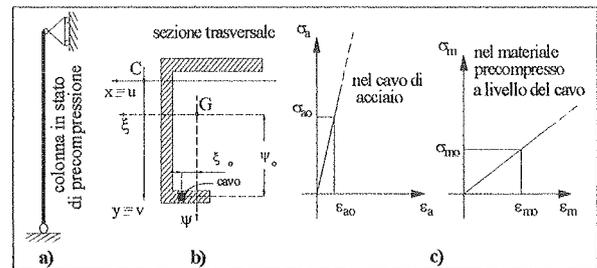


Figura 1 a) schema statico; b) sistemi di riferimento e cavo di precompressione; c) legami costitutivi;

Le quantità N_a e N_m sono le sollecitazioni di riferimento per la valutazione dell'energia potenziale totale; la configurazione rettilinea ($P < P_{crit}$) è certamente una configurazione equilibrata, essendo nulla la variazione prima dell'energia potenziale totale.

2.2 Il contributo della precompressione

Nel caso in esame, l'energia potenziale totale, oltre alle quantità canoniche legate all'energia di deformazione, contiene ulteriori due quantità H_p e H_σ legate alla presenza della precompressione, ossia:

$$\Pi = U_F + U_T - H_p - H_\sigma \quad (3)$$

con

U_F = energia di deformazione flessione nel piano $\eta\xi$ e $\eta\psi$

U_T = energia di deformazione per torsione nel piano $\xi\psi$

H_p = potenziale dei carichi equivalenti allo sforzo di precompressione del cavo

H_σ = potenziale equivalente al lavoro interno associato alla precompressione.

2.3 L'energia potenziale totale

Sulla base delle relazioni (2a,b) e dell'espressione (3), l'energia potenziale totale Π , come sviluppata in appendice, vale:

$$\Pi = \frac{EI_\psi \cdot \pi^4}{4 \cdot l^3} \cdot u_o^2 + \frac{EI_\xi \cdot \pi^4}{4 \cdot l^3} \cdot v_o^2 + \frac{GJ_\tau \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot \beta_o^2 + \frac{E\Gamma \cdot \pi^4}{4 \cdot l^3} \cdot \beta_o^2 + \frac{N_a \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot u_o^2 + \frac{N_a \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot y_o^2 \cdot \beta_o^2 +$$

$$\begin{aligned}
& \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot y_o \cdot u_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l} + \frac{N_a \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot v_o^2 + \frac{N_a \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot x_o^2 \cdot \beta_o^2 + \\
& + \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot x_o \cdot v_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l} + \frac{N_m \cdot \pi^2 \cdot u_o^2}{4 \cdot l} + \frac{N_m \cdot \pi^2 \cdot (\rho_x^2 + \rho_y^2) \cdot \beta_o^2}{4 \cdot l} + \\
& - \frac{N_m \cdot \pi^2 \cdot y_G \cdot u_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l} + \frac{N_m \cdot \pi^2 \cdot v_o^2}{4 \cdot l} + \frac{N_m \cdot \pi^2 \cdot x_G \cdot v_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l} + \\
& - \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot \psi_o \cdot y_G \cdot \beta_o^2}{2 \cdot l} + \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot \psi_o \cdot u_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l} + \\
& - \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot \xi_o \cdot x_G \cdot \beta_o^2}{2 \cdot l} - \frac{N_a \cdot \pi^2 \cdot \xi_o \cdot v_o \cdot \beta_o}{2 \cdot l}
\end{aligned} \quad (4)$$

in cui ρ_x, ρ_y sono i raggi giratori d'inerzia della sezione e x_o, y_o le coordinate del cavo di precompressione, entrambi rispetto agli assi xy passanti per il centro di taglio C .

L'espressione (4) è una forma quadratica nelle coordinate generalizzate u_o, v_o, β_o .

2.4 Il carico critico

Il carico critico (P_{crit}) della colonna snella, alla quale è stata applicata una modesta precompressione per migliorarne le prestazioni, si ottiene annullando il determinante ($D_{II} = 0$) del sistema algebrico, ottenuto uguagliando a zero la variazione prima dell'energia potenziale totale ($\delta I I = 0$); ossia calcolando il valore (P_{crit}) che caratterizza il passaggio della variazione seconda dell'energia potenziale totale ($\delta^2 I I$) dal valore positivo al valore negativo.

Con riferimento ad una sezione generica (senza simmetrie) e ad un cavo di precompressione rettilineo in posizione altrettanto generica (eccentrico), l'uguaglianza a zero della variazione prima della (4) dà luogo a:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \Pi}{\partial u_o} &= N_E^{\xi \eta} \cdot u_o + N_a \cdot u_o - N_a \cdot y_o \cdot \beta_o + N_m \cdot u_o + \\
& - N_m \cdot y_G \cdot \beta_o + N_a \cdot \psi_o \cdot \beta_o = 0 \\
\frac{\partial \Pi}{\partial v_o} &= N_E^{\eta \eta} \cdot v_o + N_a \cdot v_o + N_a \cdot x_o \cdot \beta_o + N_m \cdot v_o + \\
& + N_m \cdot x_G \cdot \beta_o - N_a \cdot \xi_o \cdot \beta_o = 0 \\
\frac{\partial \Pi}{\partial \beta_o} &= \left(GJ_t + \frac{E \Gamma \cdot \pi^2}{l^2} \right) \cdot \beta_o - N_a \cdot y_o \cdot u_o + \\
& + N_a \cdot y_o^2 \cdot \beta_o + N_a \cdot x_o \cdot v_o + N_a \cdot x_o^2 \cdot \beta_o + \\
& + N_m \cdot (\rho_x^2 + \rho_y^2) \cdot \beta_o - 2 \cdot N_a \cdot \xi_o \cdot x_G \cdot \beta_o + \\
& + N_m \cdot x_G \cdot v_o - 2 \cdot N_a \cdot \psi_o \cdot y_G \cdot \beta_o + \\
& + N_a \cdot \psi_o \cdot u_o - N_m \cdot y_G \cdot u_o - N_a \cdot \xi_o \cdot v_o = 0
\end{aligned} \quad (5)$$

con

$$N_E^{\xi \eta} = \frac{EI_{\psi} \cdot \pi^2}{l^2} \text{ carico euleriano nel piano } \eta \xi;$$

$$N_E^{\eta \eta} = \frac{EI_{\xi} \cdot \pi^2}{l^2} \text{ carico euleriano nel piano } \eta \psi;$$

$$d_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2} \text{ distanza del cavo dal centro di Taglio;}$$

$$\rho_o = \sqrt{\rho_x^2 + \rho_y^2} \text{ raggio giratore polare d'inerzia della sezione rispetto al centro di Taglio.}$$

Nel caso più generale, uguagliare a zero il determinante del sistema algebrico (5), nel rispetto delle (2a,b), permette di

ottenere il valore di P_{crit} quale la radice più piccola dell'equazione cubica che ne deriva.

$$\begin{vmatrix}
N_E^{\xi \eta} - P & 0 & P \cdot y_G \\
0 & N_E^{\eta \eta} - P & -P \cdot x_G \\
P \cdot y_G & -P \cdot x_G & P_{\phi} \rho_o^2 + (N_o - P \cdot Q) \cdot [d_o^2 - \rho_o^2] + \\
& & -P \cdot \rho_o^2 + 2 \cdot (N_o - P \cdot Q) \cdot (x_G^2 + y_G^2) + \\
& & -2 \cdot (N_o - P \cdot Q) \cdot (x_o \cdot x_G + y_o \cdot y_G) +
\end{vmatrix} = 0 \quad (6)$$

avendo posto

$$P_{\phi} \rho_o^2 = \left(GJ_t + E \Gamma \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \right) \quad (7a)$$

$$Q = \left(1 + \frac{\mu}{n} + \frac{\psi_o^2}{\rho_{\xi}^2} - \frac{\xi_o^2}{\rho_{\psi}^2} \right)^{-1} \text{ ed } \begin{cases} \psi_o = y_o - y_G \\ \xi_o = x_o - x_G \end{cases} \quad (7b,c)$$

La relazione ottenuta è del tutto generale, sicché per $\lambda < \lambda_{limit}$, è possibile ricavare il carico critico di travi tozze valutando opportunamente le energie in gioco; ossia, si ottiene la seguente relazione:

$$\begin{aligned}
& P_{\phi} \rho_o^2 + (N_o - P \cdot Q) \cdot [d_o^2 - \rho_o^2] + \\
& - P \cdot \rho_o^2 + 2 \cdot (N_o - P \cdot Q) \cdot (x_G^2 + y_G^2) + \\
& - 2 \cdot (N_o - P \cdot Q) \cdot (x_o \cdot x_G + y_o \cdot y_G) = 0
\end{aligned} \quad (8)$$

Le implicazioni più significative di tale formulazione sono di seguito analizzate.

3. ALCUNE IMPLICAZIONI ANALITICHE

La relazione (6) permette di evidenziare il ruolo importante assunto dalle condizioni di simmetria della sezione e dalla posizione del cavo di precompressione. Per particolari valori assunti da questi parametri è possibile avere notevoli semplificazioni analitiche e una chiara comprensione fisica del ruolo della precompressione sull'instabilità della colonna snella e tozza. I casi più significativi sono di seguito esposti:

3.1 Sezione con doppia simmetria

La doppia simmetria della sezione ($x_G = y_G = 0$) disaccoppia il sistema d'equazioni (6) facendo sì che l'instabilità sia associata ad una deformata di tipo flessionale oppure ad una di tipo torsionale, non potendo coesistere entrambe, ossia:

$$P_{crit}^{\xi} = N_E^{\xi \eta}; P_{crit}^{\psi} = N_E^{\eta \eta} \text{ carico euleriano nei piani } \eta \xi \text{ e } \eta \psi \quad (9a)$$

$$\frac{P_{crit}^{xy}}{N_E} = \frac{\frac{P_{\phi}}{N_E} + \frac{N_o}{N_E} \cdot \Xi}{Q \cdot \Xi + 1} \text{ carico torsionale nel piano } xy \quad (9b)$$

con

$$\Xi = \left(\frac{d_o^2}{\rho_o^2} - 1 \right) \text{ coefficiente pesato di posizione del carico di precompressione.} \quad (9c)$$

La relazione (9b), con la semplificazione $Q \cdot \Xi \ll 1$, diventa:

$$P_{crit}^{xy} = P_{\phi} + N_o \cdot \Xi \quad (10)$$

evidenziando che la posizione d_o del cavo di precompressione, normalizzata rispetto al raggio giratore polare d'inerzia ρ_o della sezione, acquista il significato fisico di migliorare o

peggiore il carico critico torsionale. Infatti, nel caso che la precompressione sia baricentrica ($x_o = y_o = 0$), la (9b) diventa:

$$P_{crit}^{xy} = (P_\phi - N_o) \cdot (1 + Q) \quad \text{carico torsionale nel piano xy} \quad (11)$$

con il chiaro significato di peggiorare il carico critico torsionale.

La figura 2, con la semplificazione $Q \cdot \bar{\epsilon} \ll 1$, da la rappresentazione grafica della (9b), per la quale la precompressione influenza significativamente il carico critico torsionale dell'elemento strutturale compresso, minorandolo ($\bar{\epsilon} < 0$) o maggiorandolo ($\bar{\epsilon} > 0$) in funzione del valore assunto dal coefficiente $\bar{\epsilon}$.

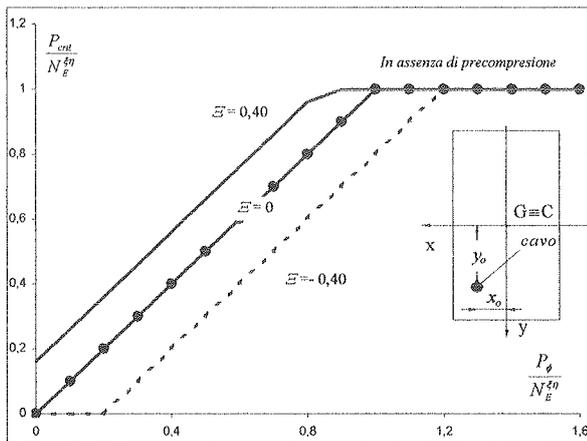


Figura 2 comportamento flessorio-torsionale di colonne con sezione simmetrica

3.2 Sezione con una sola simmetria

In questo caso, ponendo nella (6) $x_G = x_o = 0$ e svolgendo il determinante, si ottiene:

$$N_E^{\xi\eta} = P_{crit} \quad (12a)$$

$$(N_E^{\xi\eta} - P) \cdot \left\{ P_\phi + (N_o - P) \cdot Q \cdot \left[\frac{y_o^2}{\rho_o^2} + \frac{y_G^2}{\rho_o^2} - 1 \right] - P^2 \cdot \frac{y_G^2}{\rho_o^2} \right\} = 0 \quad (12b)$$

La (12a) permette di determinare il carico euleriano nel piano $\eta\psi$, mentre la (12b), equazione di secondo grado in P , dà le restanti due radici. Pertanto, il carico critico (P_{crit}) è associato ad una deformata di tipo flessionale ($P_{crit} = N_E^{\psi\eta}$) o di tipo flessorio-torsionale (radici dell'equazione di secondo grado), ossia assume la deformata corrispondente al più piccolo valore delle tre possibili radici. Sviluppando la (12b) e dividendo per $(N_E^{\xi\eta})^2$, si ottiene

$$\left(\frac{P}{N_E^{\xi\eta}} \right)^2 \cdot [1 + Q \cdot (\Lambda - 1) - Z] + \frac{P_\phi}{N_E^{\xi\eta}} + \frac{N_o}{N_E^{\xi\eta}} \cdot (\Lambda - 1) + \frac{P}{N_E^{\xi\eta}} \cdot \left[-Q \cdot (\Lambda - 1) - 1 - \frac{P_\phi}{N_E^{\xi\eta}} - \frac{N_o}{N_E^{\xi\eta}} \cdot (\Lambda - 1) \right] = 0 \quad (13)$$

con

$$\Lambda = K + Z > 0; \quad K = \frac{\psi_o^2}{\rho_o^2} > 0; \quad Z = \frac{y_G^2}{\rho_o^2} > 0 \quad (14a,b,c)$$

$$Q = \frac{n\rho_\xi^2}{n\rho_\xi^2 + \rho_\xi^2\mu + n\psi_o^2} \quad (14d)$$

L'equazione di secondo grado (13), per fissati valori di N_o e di Z , assume l'andamento di cui al grafico adimensionale di figura 3 al variare di K nei campi $\Lambda < 1$ e $\Lambda > 1$.

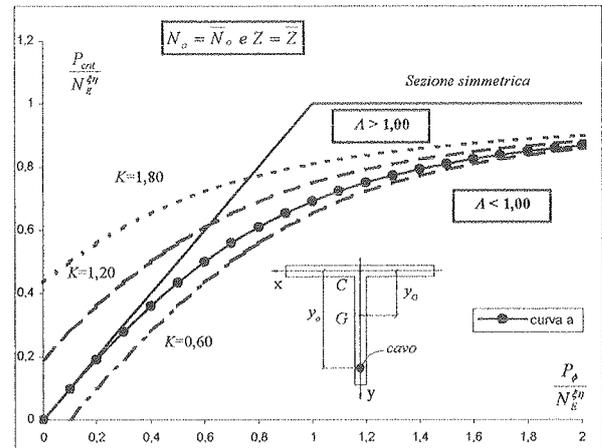


Figura 3 comportamento flessorio-torsionale di colonne con un solo asse di simmetria

Il grafico rappresenta il comportamento flessorio-torsionale di colonne con sezione ad un solo asse di simmetria; esso, alla stregua dei casi precedenti, evidenzia che il comportamento flessionale non può coesistere separatamente da quello torsionale.

Inoltre, la simmetria della sezione rispetto ad un asse principale d'inerzia produce un notevole abbassamento del carico critico (curva a) rispetto a quello della corrispondente sezione doppiamente simmetrica.

Infine, la presenza di una precompressione eccentrica ($K > 0$), migliora il comportamento flessorio-torsionale della sezione nel campo $\Lambda > 1$ (campo al di sopra della curva a) e lo peggiora notevolmente nel campo $\Lambda < 1$ (campo al di sotto della curva a).

In definitiva, il comportamento dell'elemento strutturale compresso è influenzato dall'eccentricità del cavo di precompressione e dalle simmetrie presenti nella sezione e gli effetti di entrambi sul valore del carico critico sono positivi se si verifica la condizione $\Lambda = K + Z > 1$, anche se in assoluto, il comportamento migliora al diminuire di Z ed all'aumentare di K in entrambi i campi ($\Lambda > 1$ o $\Lambda < 1$).

Per le sezioni simmetriche ($Z = 0$), l'effetto della precompressione sull'instabilità della colonna è neutro quando $K = 1$, ossia esiste una posizione del cavo per la quale la precompressione non dà alcun beneficio.

Analoghe considerazioni possono essere fatte per le sezioni senza alcun asse di simmetria.

4. ESEMPIO NUMERICO

Sia data una parete in cemento armato di sezione rettangolare con cavo di precompressione posto eccentricamente sull'asse principale. Lo sforzo di precompressione del cavo è dato come aliquota del carico euleriano (N_E) nel caso di trave snella e come aliquota del carico ammissibile (P_{amm}) nel caso di trave tozza. La tabella 1 descrive la geometria e permette di confrontare i carichi critici torsionali con e senza precompressione ($P_{crit}^{xy} - P_\phi$) per $\lambda > \lambda_{limit}$ e per $\lambda < \lambda_{limit}$. In entrambi i casi e per particolari valori della geometria della sezione, è possibile riscontrare un miglioramento delle prestazioni o, viceversa, un

peggioremento, in base alla posizione del cavo di precompressione.

Trave tozza				
B=8 cm H=600 cm L=300 cm				
ε	N_o/P_{amm}	P_ϕ	P^{xy}_{crit}	P_{amm}
1,61	4,00%	4592,3 KN	5178,3 KN	5280,0 KN
0,00	4,00%	4592,3 KN	4592,3 KN	5280,0 KN
-0,67	4,00%	4592,3 KN	4121,4 KN	5280,0 KN

Trave snella				
B=8 cm H=600 cm L=410 cm				
ε	N_o/P_{amm}	P_ϕ	P^{xy}_{crit}	N_E
1,61	3,00%	4592,3 KN	5020,3 KN	5060,0 KN
0,00	3,00%	4592,3 KN	4592,3 KN	5060,0 KN
-0,67	3,00%	4592,3 KN	4042,7 KN	5060,0 KN

Tabella 1 confronto P^{xy}_{crit} - P_ϕ per trave tozza e snella

5. CONCLUSIONE

L'instabilità elastica di colonne in cemento armato di sezione aperta in parete sottile è spesso influenzata dai bassi valori della rigidità torsionale. Tale circostanza condiziona il valore del carico critico che per tali tipologie di sezione è spesso di tipo torsionale o flesso-torsionale. Il presente lavoro dimostra che è possibile migliorare le curve d'instabilità della colonna snella mediante una opportuna precompressione, la quale migliora il carico critico torsionale e flesso-torsionale senza penalizzare quello euleriano. Poiché la trattazione è del tutto generale, essa può essere estesa anche alle travi tozze con la conseguenza che il carico euleriano o il carico ultimo, rispettivamente per la trave snella e tozza, possono essere considerati sempre valori di targa nella progettazione di colonne con sezione aperta in parete sottile, purché si applichi, secondo necessità, una leggera precompressione in posizione opportuna.

In sintesi, le relazioni trovate, che sono del tutto generali, dimostrano che le condizioni di simmetria della sezione determinano il tipo d'instabilità (flessionale, torsionale o combinato flesso-torsionale), mentre la posizione del cavo determina un miglioramento del carico critico per $|d_o| > |\rho_o|$ e un peggioramento per il viceversa. Analoghe considerazioni possono essere svolte per sezioni non simmetriche.

Bibliografia

- [1] S. Timoshenko and J. M. Gere (1961). Theory of Elastic Stability, 2nd ed. McGraw-Hill Book Company, New York.
- [2] AISI (1947). Steel Construction Manual, 5th ed. American Institute of Steel Construction, New York.
- [3] Building Code Requirements for Structural Concrete (1995). ACI 318-95, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [4] L. Euler (1759). Sur la force de colonnes. Mémoires de l'Académie de Berlin.
- [5] J. N. Goodier (1941). The Buckling of Compressed Bars by Torsion and Flexure. Cornell University Experimental Station Bulletin n° 27, Ithaca, N. Y.
- [6] N. J. Hoff (1944). A Strain Energy Derivation of the Torsional-Flexural Buckling Loads of Straight

Columns of Thin-Walled Open Sections. *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 1, n° 4.

- [7] J. G. MacGregor (1993). Design of Slender Concrete Columns - Revised, ACI Struc. J., vol 90, n° 3, 302-309.
- [8] T. Suzuki, T. Ogawa and Y. Kimura (1997). A Study on Lateral Buckling Behaviour of H-Shaped Beams With Torsional Stiffening Device. Proceedings of the Second International Conference, Kyoto (Japan).

APPENDICE: L'ENERGIA POTENZIALE TOTALE

Funzioni spostamento: la configurazione deformata è espressa dalle seguenti funzioni $u(z)$, $v(z)$, $\beta(z)$ (spostamento nel piano zx , zy e rotazione attorno all'asse z) e associate condizioni al contorno:

$$u(z) = u_o \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot z}{l} \quad \text{con } u = v = 0 \quad \text{per } z = 0, l. \quad (A1)$$

$$v(z) = v_o \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot z}{l} \quad \text{con } u'' = v'' = 0 \quad \text{per } z = 0, l. \quad (A2)$$

$$\beta(z) = \beta_o \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot z}{l} \quad \text{con } \beta = \beta'' = 0 \quad \text{per } z = 0, l. \quad (A3)$$

con u_o , v_o e β_o parametri lagrangiani e valori delle funzioni spostamento generalizzato in mezzzeria della colonna.

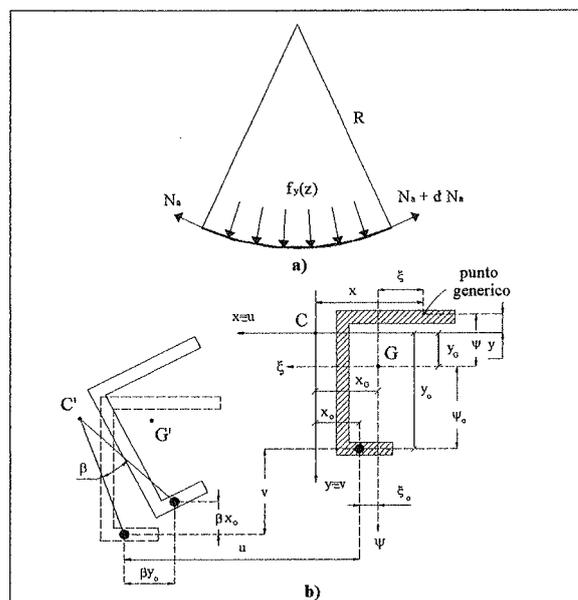


Figura 4 a) azioni equivalenti alla precompressione; b) geometria e posizione del cavo

Per $P = P_{crit}$, la generica sezione assume la configurazione deformata di figura 4b e le diverse aliquote dell'energia potenziale totale hanno le seguenti espressioni:

Energia di deformazione: l'energia di deformazione flessionale nel piano $\eta\xi$ e $\eta\psi$ vale:

$$U_F = \frac{1}{2} \cdot E \cdot \left[I_\psi \cdot \int_0^l u''^2 dz + I_\xi \cdot \int_0^l v''^2 dz \right] \quad (A4)$$

nell'ipotesi che le curvature possano essere espresse nella forma approssimata seguente:

$$\chi_x^2 = \left(\frac{u''}{1+u'^2} \right)^2 = \left[u'' \cdot (1-u'^2+u'^4+\dots) \right]^2 \cong u''^2 \quad (A5)$$

$$\chi_y^2 = \left(\frac{v''}{1+v'^2} \right)^2 = \left[v'' \cdot (1-v'^2+v'^4+\dots) \right]^2 \cong v''^2 \quad (A6)$$

e l'energia di deformazione torsionale (dovuta alla rigidità torsionale ed alla funzione d'ingobbamento) vale

$$U_T = \frac{1}{2} \cdot \left[GJ_t \cdot \int_0^l \beta'^2 dz + E\Gamma \cdot \int_0^l \beta''^2 dz \right] \quad (A7)$$

Potenziale dei carichi equivalenti alla precompressione: lo sforzo N_a nel cavo di precompressione dà luogo alle azioni distribuite di figura 4a ed all'associata energia di deformazione:

$$H_p = \frac{1}{2} \cdot \left[\int_0^l f_x(z) \cdot \bar{u}(z) \cdot dz + \int_0^l f_y(z) \cdot \bar{v}(z) \cdot dz \right] \quad (A8)$$

ed ancora

$$H_p = \frac{N_a}{2} \cdot \left\{ \left[\int_0^l u'' \cdot u \cdot dz - \int_0^l u'' \cdot \beta \cdot y_o \cdot dz - \int_0^l \beta'' \cdot u \cdot y_o \cdot dz + \int_0^l \beta'' \cdot \beta \cdot y_o^2 \cdot dz \right] + \left[\int_0^l v'' \cdot v \cdot dz + \int_0^l v'' \cdot \beta \cdot x_o \cdot dz + \int_0^l \beta'' \cdot v \cdot x_o \cdot dz + \int_0^l \beta'' \cdot \beta \cdot x_o^2 \cdot dz \right] \right\} \quad (A9)$$

sulla base delle seguenti posizioni:

$$f_x(z) = N_a \cdot \chi_x \quad \text{con} \quad \chi_x^2 = \left(\frac{\bar{u}''}{1+\bar{u}'^2} \right)^2$$

ed

$$f_y(z) = N_a \cdot \chi_y \quad \text{con} \quad \chi_y^2 = \left(\frac{\bar{v}''}{1+\bar{v}'^2} \right)^2$$

essendo

$\bar{u} = u - \beta \cdot y_o$ = spostamento nel piano zx della fibra adiacente al cavo;

$\bar{v} = v + \beta \cdot x_o$ = spostamento nel piano zy della fibra adiacente al cavo;

x_o e y_o = coordinate del cavo nel sistema di riferimento per il centro di Taglio.

Potenziale equivalente al lavoro interno associato alla precompressione: tale aliquota vale:

$$H_\sigma = \iiint_{V_m} \sigma_m \cdot \varepsilon_m \cdot dV_m \quad (A10)$$

ed ancora

$$H_\sigma = \frac{N_m}{2 \cdot A_m} \cdot \left[A_m \cdot \int_0^l u'^2 dz + I_x \cdot \int_0^l \beta'^2 dz - 2 \cdot y_G \cdot A_m \cdot \int_0^l u' \cdot \beta dz + A_m \cdot \int_0^l v'^2 dz + I_y \cdot \int_0^l \beta'^2 dz + 2 \cdot x_G \cdot A_m \cdot \int_0^l v' \cdot \beta dz \right] + \frac{N_a \cdot y_o}{2 \cdot I_x} \cdot \left[2 \cdot y_G \cdot I_x \cdot \int_0^l \beta'^2 dz - 2 \cdot I_x \cdot \int_0^l u' \cdot \beta dz \right] + \frac{N_a \cdot x_o}{2 \cdot I_y} \cdot \left[2 \cdot x_G \cdot I_y \cdot \int_0^l \beta'^2 dz + 2 \cdot I_y \cdot \int_0^l v' \cdot \beta dz \right] \quad (A11)$$

sulla base delle seguenti relazioni:

$$\sigma_m = \frac{N_m}{A_m} + \frac{M_x}{I_x} \cdot (y - y_G) - \frac{M_y}{I_y} \cdot (x - x_G)$$

$$\varepsilon_m = \frac{1}{2} \cdot \bar{u}'^2 + \frac{1}{2} \cdot \bar{v}'^2; \quad N_m = -[P + N_a] \quad (A12)$$

$$M_x = -N_a \cdot (y_o - y_G); \quad M_y = N_a \cdot (x_o - x_G)$$

$$\bar{u}(z) = u(z) - \beta(z) \cdot y \quad \text{e} \quad \bar{v}(z) = v(z) + \beta(z) \cdot x \quad (A13)$$

Sostituendo le funzioni spostamento generalizzato (A1,2,3) nelle relazioni dell'energia di deformazione (A4) e (A7) e nel potenziale dei carichi (A9) e (A11), si ottiene l'energia potenziale totale come espressa dalla (4).

LAVORI DI RIPRISTINO FUNZIONALE DEL PONTE SUL TORRENTE SCRIVIA A SERVIZIO DELLA S.P. n° 140 “DELLA VAL BORBERA”, TRA ARQUATA SCRIVIA E VIGNOLE BORBERA, IN PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Piergiuseppe A. Dezza¹, Giacomo Sciutto²

¹ Ingegnere Dirigente Ufficio Tecnico Direzione Viabilità – LL.PP. – Trasporti Provincia di Alessandria.

² Ingegnere Dirigente Settore LL.PP. – Viabilità 3, Provincia di Alessandria.

SOMMARIO

Viene presentato il progetto per il ripristino funzionale del Ponte sul Torrente Scrivia lungo la SP n° 140 “della Val Borbera”, gravemente danneggiato dall’evento calamitoso del Novembre 2002. L’impiego accorto del calcestruzzo armato, unito alla muratura, ha garantito la risoluzione di ogni problema strutturale ed ambientale.

SUMMARY

It’s presented the design of functional and extraordinary maintenance of the Bridge over Torrente Scrivia along the Provincial Road n° 140 “della Val Borbera”, which was seriously damaged by natural disaster in November 2002. The sensible use of reinforced concrete and masonry has solved each structural and environmental problem.

1. CAPITOLO PRIMO



Foto 1 – Ponte sul Torrente Scrivia, lungo la S.P. n° 140 “della Val Borbera”,
tra Arquata Scrivia e Vignole Borbera

- FOTO DELL’ARCHIVIO STORICO DELL’UFFICIO TECNICO PROVINCIALE-

1.1 L’evento

Nei giorni 14-18 e 23-26 Novembre 2002 due eventi meteorologici intensi, con caratteristiche evolutive simili, hanno interessato il settore settentrionale e meridionale della Regione Piemonte. [1] - [2]

Nel corso di entrambi gli eventi sono stati particolarmente interessati l’Appennino Ligure – Piemontese, il settore alpino e prealpino del Cuneese, e del Verbano – Cusio – Ossola; in particolare maggiormente colpita è risultata la provincia di Alessandria, dove si sono registrate piogge intense nei giorni 15 e 16 in seguito alle quali il territorio ha manifestato i primi segni di instabilità idrogeologica. Successivamente nei giorni 24, 25 e 26 le abbondanti e continuative precipitazioni hanno

determinato una situazione di diffusa instabilità interessando anche con episodi gravi l’intera fascia appenninica e collinare tra l’Acquese ad Ovest e le Valli Borbera e Curone ad Est, nonché alcune vaste aree di pianura, in particolare quella interessata dal Torrente Scrivia.

Nel periodo 22 – 26 Novembre 2002 in corrispondenza dell’area di Arquata Scrivia, propria dell’evento che si va a descrivere, sono stati registrati mm 261 di altezza di pioggia, con un picco di mm 84 nella giornata del 25.11, e complessivamente un cumulo di mm 523 nei giorni 14 – 26 novembre; mediamente la pioggia areale caduta nella zona “Scrivia” del sistema di Allertamento Regionale, dal 14 al 27

Novembre 2002, è stata pari a mm 470, valore superato in tutto il Piemonte solo dal bacino del Toce, dove sono stati invece registrati mm 553.

Tabella 1: Altezza di pioggia giornaliera registrata nei giorni 22 – 26 Novembre 2002

STAZIONE	22.11	23.11	24.11	25.11	26.11	TOTALE EVENTO
Arquata Scrivia	28	4	76	84	68	261

La piena straordinaria del Torrente Scrivia, stimata pari a quella catastrofica del 1993, ha provocato alle ore 11:30 circa del 26.11.2002 il collasso di due campate del ponte collocato lungo la S.P. n° 140 “della Val Borbera”, tra Arquata Scrivia e Vignole Borbera.

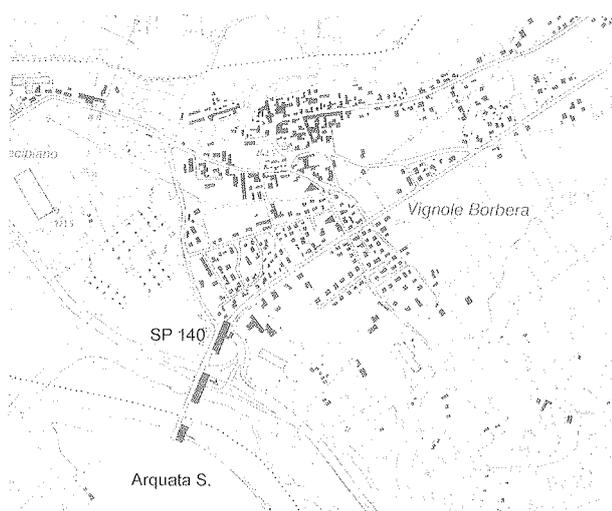


Figura 1: Corografia della zona

L'altezza del colmo di piena è stata misurata in m 3,50, in corrispondenza della stazione di Serravalle Scrivia, appena più a valle di Arquata Scrivia: l'idrogramma sotto riportato è caratterizzato dal violento “shock idraulico” che di fatto si è ingenerato, sviluppato, e rientrato nei valori di guardia in meno di 20 ore di tempo.

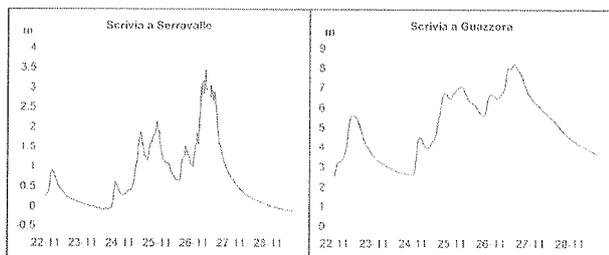


Figura 2: Ideogrammi significativi registrati nei giorni 22 - 27 Novembre 2002

Dopo i primi segnali di cedimento si è verificato lo sprofondamento verticale per circa m 1,60, accompagnato da rotazione in avanti e laterale di 3°45'29", della II° pila – lato Vignole B.ra -, con rottura del dado di fondazione; ne è conseguito il collasso della campata centrale, delle cinque

presenti, e della seconda – lato Vignole B.ra, ove si sono conformate delle evidenti cerniere plastiche.

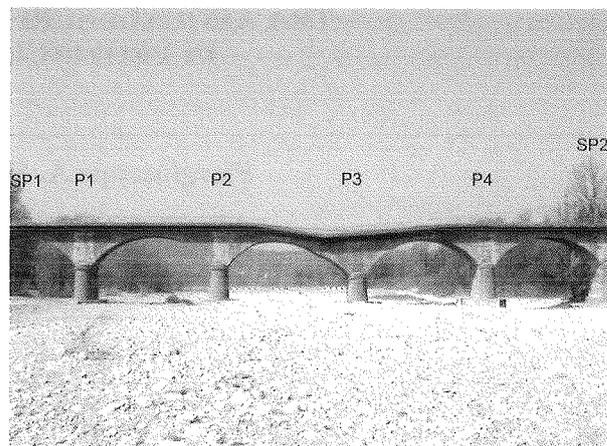


Foto 2: Vista longitudinale-spalle a monte del ponte collassato

Il cedimento della pila è stato causato da un violentissimo fenomeno di scalzamento alla sua base.

Fortunosamente, all'insorgere dei primi cedimenti verticali, il ponte era stato sbarrato al transito di veicoli e pedoni dal Personale del Comune di Arquata Scrivia, ivi presente, di modo che il collasso del manufatto è avvenuto senza alcuna conseguenza per vite umane ed automezzi.

1.2 Il ponte: aspetti storici, architettonici ed implicazioni sul territorio

Ai fini del puntuale approccio architettonico ed infrastrutturale da tenersi da parte dei progettisti verso il ponte da ricostruire, ovvero per il buon rapporto sviluppato con la Soprintendenza Architettonica Artistica del Piemonte, è stato necessario riprendere, anche se con qualche lacuna temporale, la storia dell'importante manufatto. [3]

L'idea di realizzare una strada di collegamento tra le Valli Borbera, Curone ed Arquata Scrivia è nata nel 1883: lo studio, commissionato dal Comune di Arquata Scrivia, è stato approvato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 22.12.1883. Il progetto dell'opera, comprendente il ponte, è stato ratificato il 19.03.1909 dalla Prefettura di Alessandria; i lavori furono iniziati nel 1913 per opera dei Comuni contermini. Dopo alterne vicende, rescissioni di contratti per eccessiva onerosità dell'opera, i lavori vennero riappaltati nel 1919 dalla Provincia di Alessandria, ripresi e ancora varie volte sospesi, e poi ripresi, sino a giungere al Marzo 1929 allorchè fu approvato il progetto per portare da m 5,50 a m 6,00 la larghezza fra i parapetti del ponte sullo Scrivia. Non è dato conoscere, dalla documentazione storica a disposizione, atti e testimonianze delle date né di conclusione dei lavori, né di inaugurazione dell'opera, anche se questa è presuntivamente ascrivibile al 1930 – 1931.

La strada Cabella Lg. – Vignole B. – Stazione di Arquata, con il relativo ponte sullo Scrivia, ha permesso il collegamento di 14 Comuni della Val Borbera con la Valle Curone e con l'allora Strada Nazionale “dei Giovi”.

Oggi la S.P. n° 140 “della Val Borbera” collega Arquata Scrivia (Progr. Km 0+000) con il casello autostradale di Vignole B.ra, lungo la A7 “Genova - Serravalle” (Progr. Km

1+000 circa), con la Val Borbera, sino al confine con la Regione Lombardia, sopra Aie di Cosola (Progr. Km 45+000 circa), nonché con le Regioni Liguria ed Emilia Romagna: la strada in argomento rappresenta uno degli assi viari essenziali di tutto il territorio della provincia di Alessandria.

Il superamento del Torrente Scrivia avviene mediante il ponte di lunghezza m 142,50: il manufatto, in muratura ad archi, si presenta con 5 campate da m/cd 22,50 e 2 spalle da m/cd 15,00.

Originariamente la larghezza del piano viabile del ponte era assai limitata, dell'ordine di m 6,00; solo successivamente alla realizzazione, negli anni '50, dell'area industriale di Arquata Scrivia, la Provincia di Alessandria ha provveduto all'ammodernamento dell'opera. In particolare è stato allargato il piano viabile sino a m 8,80 – due corsie stradali per m 7,00 e due marciapiedi pedonali da m/cd 0,90 – e sono state consolidate alcune fondazioni.

Quest'ultimo intervento realizzato nel 1964 mediante cassoni in cemento armato auto affondanti, di altezza m 5,00 ha interessato tutti i plinti in alveo.

Prima del collasso improvviso del 26.11.2002 il ponte non aveva mai presentato segni di cedimento, né tantomeno era evidente alcun segnale premonitore di ammaloramento delle pile o degli archi.

Il collasso del manufatto, e quindi la sua totale chiusura al transito veicolare e pedonale hanno da subito creato disagi ingenti e vistosi alle popolazioni locali, in particolare ai residenti in Serravalle Scrivia, una delle località di già più elevata criticità viabile dell'intera regione Piemonte, per la obbligata deviazione del traffico all'interno del suo concentrico urbano, e di Arquata Scrivia, sede di importanti attività manifatturiere oltre che di depositi petroliferi, per l'impossibilità di accedere al casello autostradale dell'A7.

In tal senso la Provincia di Alessandria si è immediatamente attivata per rendere transitabile in somma urgenza una viabilità locale in sponda destra dello Scrivia, almeno percorribile dagli automezzi leggeri devianti sulla S.P. n° 144 e sul suo manufatto di attraversamento del torrente, aprendo inoltre al traffico di ogni tipologia di mezzo e peso, seppur a senso unico di marcia, nell'Aprile 2003, nelle more della redazione del progetto di ripristino del ponte della S.P. n° 140, un guado con platea fondale e rostri in cemento armato, utilizzando n° 24 tubazioni metalliche di luce m 3,70/cd, di larghezza viabile m 4,00 e lunghezza m 123,50, creando una viabilità alternativa da sponda a sponda di circa m 1.500, sostenendo una spesa complessiva di € 1.000.000,00.

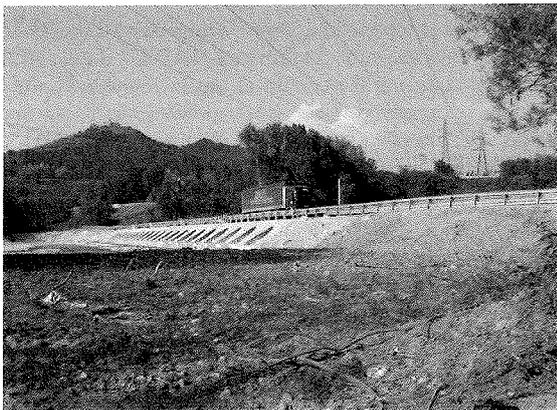


Foto 3: Vista del guado a lavori ultimati

Il guado, impiegato con successo da subito, rimarrà in esercizio per presumibili giorni 600, ovvero per tutto il tempo necessario alla ricostruzione del ponte ammalorato.

2. CAPITOLO SECONDO

2.1 Analisi idrauliche e strutturali

Prima di procedere alla redazione del progetto di ristrutturazione del ponte è stato necessario verificare la compatibilità idraulica del manufatto esistente alle portate del T. Scrivia, con T_r = anni 200, conformemente ai disposti normativi vigenti in materia. Naturalmente, qualora tali verifiche avessero fornito risultati negativi sarebbe stato obbligatorio procedere alla demolizione del ponte esistente, ovvero alla costruzione di un nuovo manufatto di attraversamento dello Scrivia.

La portata idraulica di riferimento del T. Scrivia, in corrispondenza del ponte, è stata determinata, in assenza di un sufficiente numero di misurazioni dirette, mediante un metodo di stima indiretto, applicando la formula del *metodo razionale*, indicata in allegato alle norme di attuazione del PAL, pari a:

$$Q = \phi * i * S/3,6,$$

dove:

Q = portata al colmo (m³/s)

ϕ = coefficiente di deflusso

$i = h/T_c$ = intensità di pioggia (mm/h)

S = superficie bacino sotteso (km²)

Nel caso in esame, valutato un tempo di corrvazione T_c relativo alla sezione del ponte pari a 7,75 ore, ed $i = 24,89$ mm/h, la portata di piena è stata calcolata **Q₂₀₀ = 1.950 m³/s.**

La verifica del ponte è stata condotta considerando condizioni di moto permanente del corso d'acqua.

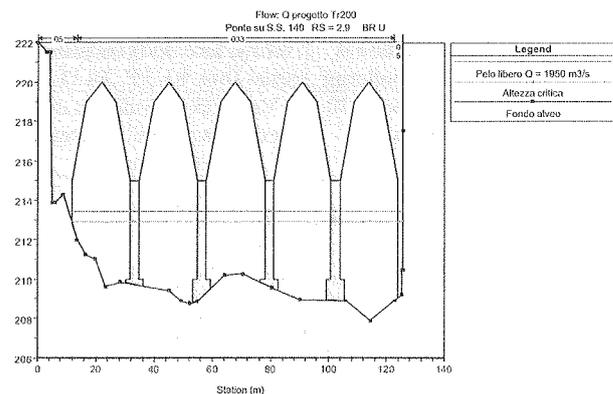


Figura 3: Sezione idraulica a monte del ponte

Dal confronto tra la situazione di verifica in condizioni naturali e quella con l'inserimento del ponte sulla S.P. n° 140, si determina come la presenza del manufatto causi un modesto fenomeno di rigurgito di circa m 0.90 a monte della struttura, per effetto del restringimento di sezione totale indotto dalle pile del ponte. La presenza dell'opera non determina comunque alcuna conseguenza peggiorativa della sicurezza idraulica né in sponda destra, né in quella sinistra, in quanto per un evento di piena duecentennale le acque del T. Scrivia rimangono all'interno dei cigli spondali; la quota del pelo libero al colmo di piena al di sotto dell'impalcato si mantiene tra il valore di m 213,44 s.l.m. e m 212,87 s.l.m., garantendo

un ottimo franco rispetto alla quota di intradosso di m 220 s.l.m., ben superiore al valore imposto di m 1.

Sono state altresì condotte le verifiche allo scalzamento delle spalle e delle pile in alveo, determinando in condizioni peggiorative in m 2,22 la profondità di scavo al piede delle pile, appunto per piene duecentennali.

Per procedere inoltre compiutamente alla progettazione della ristrutturazione dell'opera, appena successivamente al rilievo topografico di dettaglio effettuato sul manufatto ammalorato, sono state commissionate dalla Provincia di Alessandria varie indagini specialistiche allo scopo di rilevare le caratteristiche meccaniche delle strutture e dei materiali, provvedendo all'esecuzione delle seguenti prove:

Tabella 2: Prove non distruttive eseguite sul ponte

TIPOLOGIA INDAGINI	RISULTATI ATTESI
Rilievo batimetrico dell'alveo	Valutazione del livello di scalzamento delle fondazioni
Prospezioni georadar sui fusti delle 3 pile integre, sui muri delle 2 spalle e sull'intradosso impalcato	Evidenziazione di eventuali zone anomale e determinazione della stratigrafia dei materiali
Sezioni tomografiche su 2 pile ed 1 spalla	Esame delle caratteristiche fisiche (omogeneità, densità, consistenza, etc.) della muratura
Prove con martinetto piatto singolo (3) e doppio (2) su 2 pile e 1 spalla	Valutazione della resistenza a compressione e modulo elastico della muratura
Carotaggi meccanici su 1 pila	Individuazione della stratigrafia interna e prelievo campioni per laboratorio
Analisi chimiche e prove di compressione di laboratorio su 4 campioni di malta e 4 campioni di mattoni prelevati	Caratterizzazione dei singoli componenti la muratura e valutazione della resistenza ai sensi D.m. LL.PP. 20.11.1987
Prove penetrometriche su 10 ricorsi di malta	Valutazione indiretta della resistenza e dell'omogeneità della stessa.

Le indagini hanno avuto luogo nel periodo 27 Gennaio – 01 Febbraio 2003.

I principali risultati ottenuti sono stati i seguenti: [4]

* Dalle prospezioni georadar è stata rilevata la presenza di un discreto contenuto di umidità in tutti gli elementi indagati, con ulteriori anomalie riconducibili alle variazioni di pezzatura e addensamento dei materiali impiegati nella costruzione del manufatto, basato su pareti di contenimento in mattoni e riempimento con materiali di pezzatura fine e grossolana;

* Le sezioni tomografiche hanno evidenziato la disomogeneità della muratura a sacco, con locali distacchi alle interfacce di separazione tra i conci in cls delle ogive, paramento esterno e sacco interno;

* Le prove con martinetti piatti singoli hanno permesso di stimare uno stato di sollecitazione tensionale disomogeneo sulle pile (0,54 – 0,60 N/mm² nella prima pila lato Arquata, rispetto a 1,14 – 1,21 N/mm² sulla seconda pila), probabilmente dovuto allo stato di presso – flessione della pila collocata nelle prossimità di quella collassata. La prova con martinetti doppi ha prodotto la rottura del campione di muratura della pila al valore di 3,29 – 3,43 N/mm², con

conseguente modulo elastico normale pari ad $E = 2.830 \text{ N/mm}^2$.

* L'ispezione termografica speditiva ha confermato la diffusa presenza di umidità all'interno di spalle e pile ed all'imposta degli archi e l'alternanza stratigrafica all'interno delle pile.

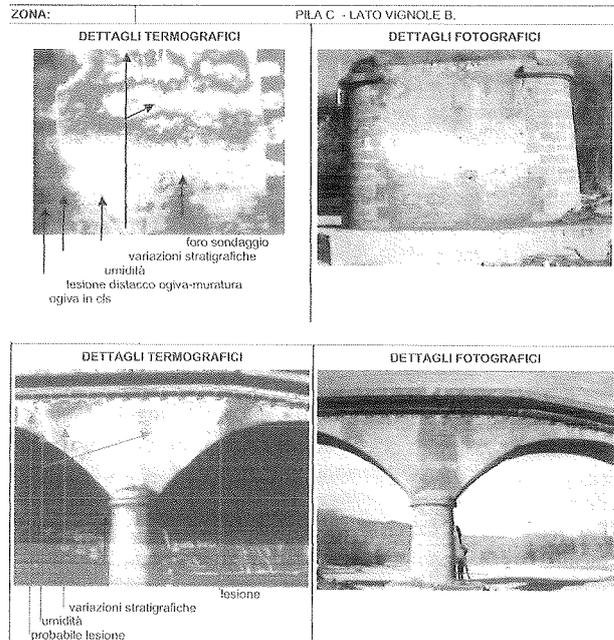


Figura 4: Indagini Termografiche sulle murature

Ai fini progettuali, pur non essendo emerse situazioni di particolare ammaloramento nelle strutture murarie del manufatto, ne è scaturita l'esigenza di impermeabilizzare il sottofondo stradale della struttura per contenere l'imbibimento generale in cui versa l'opera, impiegando altresì iniezioni di cemento per il suo consolidamento.

Oltre alle indagini descritte sono stati eseguiti vari sondaggi geognostici orizzontali e sub verticali per la valutazione della geometria delle pile e delle spalle, oltre che per indagare sui materiali di fondazione, appalesando marna mediamente compatta a circa m 2,00 – 2,50 al di sotto delle alluvioni d'alveo.

2.2 La messa in sicurezza di I° fase

Il progetto esecutivo dei lavori di ripristino funzionale del ponte ha evidenziato l'intrinseca labilità della struttura deformata, soggetta al pericolo di crollo immediato non solo delle due campate centrali irrimediabilmente compromesse ma, per mancanza di equilibrio delle spinte orizzontali sulla testa delle pile, anche della restante parte del manufatto, con un danno generale non più recuperabile. [5]

Alla messa in sicurezza di I° fase la Provincia di Alessandria ha provveduto nel Luglio 2003 mediante un intervento specialistico di "tirantatura e legatura" del sistema pile – spalla, ciascuno per entrambi i lati del ponte, isolando le campate centrali lasciate libere di crollare, senza però interferire con le rimanenti parti strutturali

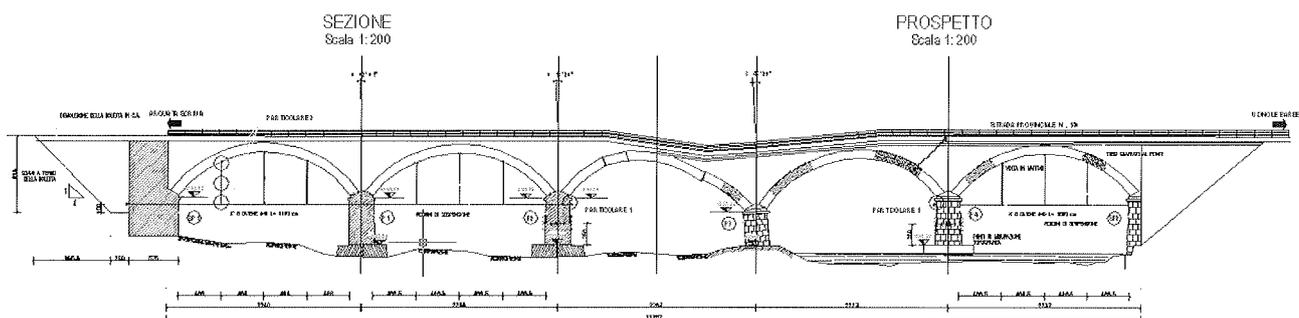


Figura 5: Prospetto del ponte a messa in sicurezza ultimata

Le fasi della messa in sicurezza della struttura sono state:

- 1) Demolizione della soletta in C.A. a tergo delle spalle
- 2) Scavo a tergo delle spalle
- 3) Realizzazione fori per la messa in opera delle catene
- 4) Posizionamento dei ripartitori di carico in acciaio S355 J2G3
- 5) Posizionamento dei pendini di sospensione in acciaio S355 J2G3, in numero di 3 per catena per volta di muratura
- 6) Messa in opera delle catene complanari costituite da n° 6 barre Dywidag lisce ϕ 40, di cui quelle al lato Arquata S. lunghe m 51,60, e quelle al lato Vignole B.ra lunghe m 28,90, con posizionamento degli accoppiatori esterni allo spessore della muratura
- 7) Tesatura delle catene da tergo spalla secondo una sequenza ben definita in 16 fasi, fino a raggiungere il tiro di 420 KN.

Tutte le fasi della sequenza della tesatura delle catene sono state accompagnate da misure topografiche di precisione, allo scopo di segnalare con appositi inclinometri collegati a spie rumorose gli spostamenti verticali massimi ammissibili delle catene stabiliti in mm 1,00, e quelli orizzontali in mm 2,00.

Completata la messa in sicurezza di I° fase, costata all'Amministrazione Provinciale € 155.000,00, è stato possibile intervenire sulla struttura per il suo definitivo intervento di ripristino.

3. CAPITOLO TERZO

3.1 Il progetto esecutivo

A seguito delle gravi lesioni strutturali subite dalla struttura per il cedimento della pila P3, è risultato necessario che il progetto esecutivo prevedesse la demolizione e la successiva ricostruzione delle due arcate interessate (archi 3 e 4), avendo preventivamente messo in sicurezza la struttura mediante catene metalliche presollecitate tra la spalla SP1 e la pila P2,

lato Arquata S., e tra la spalla SP2 e la pila P4, al fine di riprendere le spinte a vuoto degli archi adiacenti ai due da demolire.

Il consolidamento ed il ripristino dell'opera è previsto che avvenga secondo le seguenti fasi operative:

- 1) Consolidamento spalle e pile esistenti mediante micropali ϕ 240 mm, con tubo di armatura ϕ 193,70 mm, spessore s 12,5 mm con perforazione da estradosso ponte, e lunghezza m/cd 30 circa;
- 2) Consolidamento fondazioni spalle e pile esistenti mediante corona di 51 jet - grouting ϕ 800 mm compenetrati, con perforazione da estradosso plinto, e lunghezza m/cd 8 circa;
- 3) Consolidamento ed iniezioni cementizie di intasamento delle fondazioni delle spalle e dei plinti mediante micropali inclinati e canne a valvole;
- 4) Demolizione dei due archi di campata e della pila ceduta;
- 5) Realizzazione della pila centrale P3 e ricostruzione degli archi delle campate P2-P3 e P3 - P4;
- 5) Demolizione dei cordoli esistenti, idroscarifica della soletta, posa dell'armatura integrativa e successivo getto di ripristino della sezione in C.A. della nuova soletta, compresa quella in corrispondenza dei nuovi archi;
- 6) Rimozione delle catene, riempimento a tergo delle spalle e getto della soletta;
- 7) Esecuzione opere di finitura e sistemazione alveo.

La nuova pila P3 verrà riposizionata rispetto alla situazione attuale, affinché le campate da ricostruire abbiano luce uguale equilibrando in tal senso le spinte strutturali; tale pila sarà realizzata in cemento armato e rivestita in mattoni pieni al fine di avere la stessa geometria e lo stesso aspetto di quelle preesistenti.

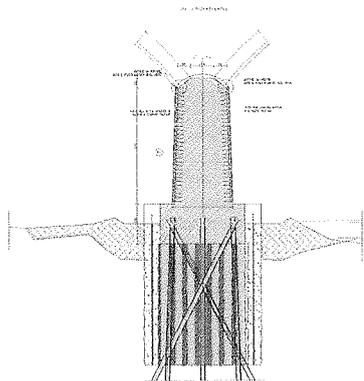


Figura 6: Sezione trasversale della nuova pila e relativa armatura

I due nuovi archi verranno pure essi realizzati in C.A. mediante elementi prefabbricati in C.A., con funzione di cassero a perdere, pur costituendo parte integrante della sezione resistente di spessore totale cm 80. Tali elementi prefabbricati, sia nella parte inferiore che in quella laterale a muro di tamponamento, verranno rivestiti con mattoni originari o anticati, per conservare l'aspetto estetico dell'opera. L'intercapedine tra estradosso archi ed intradosso soletta verrà riempito con calcestruzzo alleggerito $\gamma = 15$ kN/m³, per riequilibrare i pesi delle campate preesistenti.

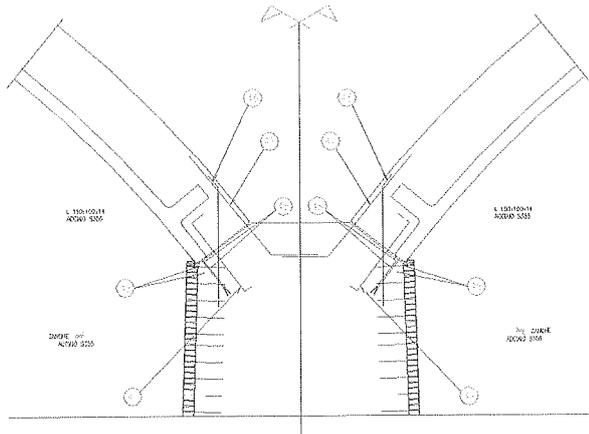


Figura 7: Sezione trasversale degli archi prefabbricati e vista di attacco al testa pila

Le nuove caratteristiche geometriche del manufatto ad opera finita di ripristino funzionale saranno le seguenti:

Tabella 3: Caratteristiche geometriche dopo la ricostruzione

N° campata	Inte rasse pile (m)	Luce netta arco (m)	Raggio arco (m)	Freccia arco (m)	Spessore arco (m)	Profondità arco (m)
SPI-P1	22.40	19.80	12.16	5.10	1.05	5.49
P1-P2	22.55	20.00	12.48	4.97	1.05	5.49
P2-P3	22.58	20.05	12.68	4.92	0.80	5.49
P3-P4	22.58	20.05	12.68	4.92	0.80	5.49
P4-SP2	22.37	19.80	12.66	4.84	1.05	5.49

La nuova sezione trasversale della soletta del manufatto sarà di larghezza totale pari a m 10,30, così caratterizzata:

- spazio viabile m 9,00 = m 3,50 * 2 corsie + m 1,00 * 2 banchine

- spazio riservato alle barriere tipo H3 ed ai parapetti m 1,30 = m 0,65 * 2 cordoli.

In corrispondenza delle campate che non vengono demolite, per realizzare gli interventi di ammodernamento della soletta esistente, che prevedono l'abbattimento e la ricostruzione degli sbalzi, si eseguirà la idroscarifica superficiale per uno spessore di circa cm 5 all'estradosso della soletta, per l'introduzione delle armature di rinforzo ed il successivo getto di completamento di cm 8, al fine di ottenere uno spessore complessivo di cm 27 di soletta in C.A..

L'intradosso dell'impalcato sarà impermeabilizzato, ponendo particolare cura al sistema di raccolta delle acque.

E' evidente che il ripristino funzionale del ponte sul T. Scrivia lungo la S.P. n° 140 non modificherà l'aspetto estetico dell'opera esistente, quindi il suo inserimento nell'ambiente circostante, ricostruendo le due arcate danneggiate in modo analogo al preesistente; inoltre l'interferenza con il torrente sottostante, non avendo modificato in modo sostanziale la posizione e le dimensioni delle pile e delle opere di fondazione, non viene alterata.

I materiali impiegati in fase di cantiere saranno i seguenti:

Tabella 4: Caratteristiche Materiali in uso

MATERIALI	RESISTENZA/INCIDENZA
Calcestruzzo semi - archi prefab.	Rck \geq 35 Mpa
Calcestruzzo nuova soletta	Rck \geq 35 Mpa
Calcestruzzo nuovi archi	Rck \geq 30 Mpa
Cls alleggerito riempimento	Rck \geq 15 Mpa
Acciaio armatura C.A.	FeB 44k
Incidenza armatura nuovo plinto	Kg/mc 75
Incidenza armatura nuova pila	Kg/mc 100
Incidenza armatura archi	Kg/mc 150

3.2 Il calcolo strutturale

Le verifiche strutturali sono state effettuate in campo elastico lineare, considerando la parzializzazione delle sezioni ove necessario; per quanto riguarda i carichi e le combinazioni delle azioni si è fatto riferimento al D.M. 04.05.1990 "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali", ed annesse "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali", di cui alla Circolare Ministero LL.PP. n° 34233/1991.

Inoltre, per una più precisa valutazione dell'effetto dinamico dei carichi, a compendio delle succitate norme, è stata utilizzata l' "Integrazione alla istruzione n° I/SC/PS - OM/2298 - 02.06.1995 - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari".

Per il calcolo delle azioni sismiche, e per le relative verifiche, si è ricondotto il progetto al D.M. 16.01.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica", ed alla Circolare Min. LL.PP. 10.04.1997, n° 65/AA.GG. - "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

Il calcolo delle sollecitazioni nella struttura è stato effettuato attraverso la discretizzazione con elementi finiti tipo trave

utilizzando il codice SAP2000 NON LINEAR V 7.1. Il modello di calcolo completo è riportato in Figura 8, mentre in Figura 9 viene indicata la numerazione dei nodi dell'arco 2 e delle corrispondenti pile (P1, P2), e così via per tutte le altre parti del modello:

Figura 8: Modello di calcolo

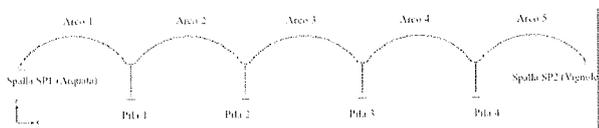
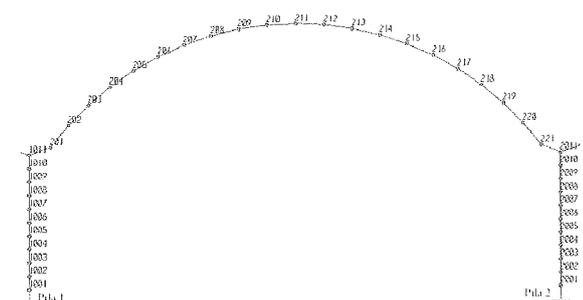


Figura 9: Numerazione nodi arco 2



I vincoli della struttura con l'esterno sono stati caratterizzati da due cerniere in corrispondenza delle spalle, e da incastrati al piede di ogni pila; gli elementi di collegamento tra arco e pila sono elementi rigidi necessari per simulare le eccentricità reali presenti fra gli assi degli elementi strutturali, così come per il collegamento tra impalcato ed arco.

Le azioni agenti sul modello, atte a riprodurre i carichi in gioco sulla struttura, sono state considerate le seguenti:

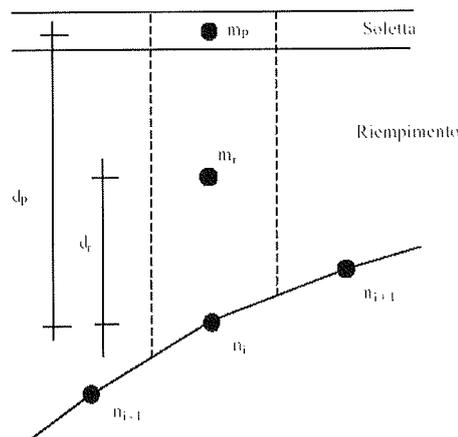
- Peso proprio della struttura, valutando con una densità dei materiali pari a 18 kN/mc;
- Permanenti portati, valutando il riempimento compreso tra l'estradosso dell'arco e l'intradosso della soletta con densità pari a 19 kN/mc per la porzione esistente, e con una densità pari a 15 kN/mc in corrispondenza degli archi ricostruiti, il peso proprio della soletta (2,50 kN/mc), le barriere stradali (1,50 kN/m per lato), la pavimentazione bituminosa (3,00 kN/mq), i carichi sospesi (1,00 kN/m per lato);
- Azioni variabili, valutando le azioni indicate dalla normativa stradale (q1A e q1B) con una corsia caricata al 100%, ed una caricata al 50%. A queste azioni è stato applicato il coefficiente dinamico estrapolato dalla normativa ferroviaria, come prima ricordato, per meglio tenere conto della tipologia di ponte – ad arco con riempimento –, calcolandolo in :

$$\Phi_3 = [2,16 / (L_\phi \exp -2 - 0,2)] + 0,73 = 1,062,$$

ove $L_\phi = m$ 45,00, ovvero due volte la luce libera di inflessione della struttura.

L'analisi dinamica è stata condotta sul modello già usato per determinare le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti, trasformandoli in masse trasportate sui nodi, e ricercando i modi principali di vibrazione e le conseguenti sollecitazioni.

Figura 10: Masse per modello sismico



Per le azioni orizzontali il valore dell'accelerazione spettrale in funzione delle frequenze è stato calcolato sulla base dell'espressione:

$$a/g = C * R * \epsilon * I,$$

assumendo $C = 0,04$, coefficiente di intensità sismica per grado di sismicità $S = 6$ (zone di III° categoria).

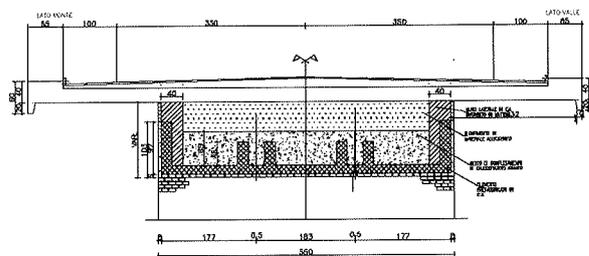
Per le azioni verticali si è anche considerato il coefficiente $m = 1$, ottenendo in tal modo uno spettro invariato, ovvero del tipo su indicato, anche in questa direzione.

La sovrapposizione modale è stata calcolata come radice quadrata della somma dei quadrati, non considerando la contemporaneità dei singoli contributi modali.

Parti caratterizzanti della ricostruzione della ponte saranno i semiarchi prefabbricati in calcestruzzo armato ordinario che verranno impiegati per il contenimento del getto dell'arco nella fase costruttiva, diventando parte integrante della sezione resistente dell'arco dopo la presa.

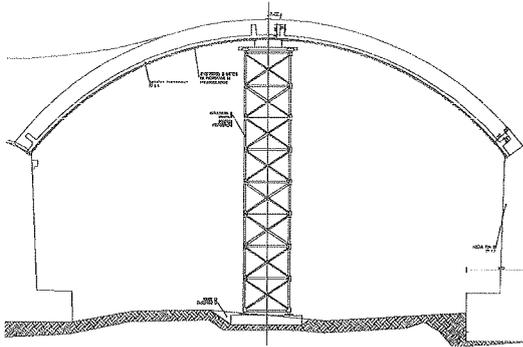
Verranno realizzate due tipologie di elementi, entrambe di circa m 10 di luce, rispettivamente quella di bordo e quella centrale, come mostrato in Figura 11:

Figura 11: Sezione trasversale della parte superiore del ponte a ristrutturazione ultimata



Nella fase costruttiva verrà realizzata una impalcatura con funzione di appoggio provvisorio in chiave di arco, come indicato nella Figura 12:

Figura 12: Fase di montaggio dei semi archi prefabbricati



Lo schema statico per i semi archi prefabbricati è quello di una trave curvilinea soggetta al peso proprio ed al peso del getto di calcestruzzo da sostenere, vincolata con una cerniera in corrispondenza dell'imposta e con un carrello in chiave, considerando possibili i movimenti orizzontali in tale punto.

Negli elementi di questa tipologia verrà disposta l'armatura a flessione del tipo: al lembo inferiore ϕ 16/10, al lembo superiore in corrispondenza della soletta ϕ 12/20, ed al lembo superiore di ciascuna nervatura 3ϕ 20/100.

Le verifiche tensionali sono state condotte considerando le sezioni totalmente reagenti nel caso di trazione nulla, e le sezioni parzializzate in caso contrario; le verifiche condotte hanno riguardato le sollecitazioni strutturali nelle fasi di demolizione e ricostruzione degli archi 3 e 4 con ancora presenti le catene di rinforzo, e lo stato tensionale finale del ponte in condizioni di esercizio.

Nelle fasi di **DEMOLIZIONE** e **RICOSTRUZIONE** è stato calcolato il seguente stato di sollecitazione:

- nella demolizione è stata verificata la massima tensione di compressione all'imposta dell'arco 2 in muratura, pari a $-1,57$ MPa, senza registrare trazioni;

- nella ricostruzione la massima tensione di compressione è stata calcolata ancora all'imposta dell'arco 2 pari a $-1,21$ MPa; negli archi in calcestruzzo la massima tensione di compressione, verificata in sezione parzializzata, vale $\sigma_c = -3,94$ MPa ($< f_{cd} = 18,16$ MPa, resistenza a compressione di calcolo) all'imposta dell'arco 3, con profondità dell'asse neutro del lembo compresso di $0,52$ m – rispetto allo spessore complessivo della sezione in C.A. di $0,80$ m -, mentre nella stessa sezione la massima trazione $\sigma_t = 0,90$ MPa ($< f_{cd} = 1,24$ MPa, resistenza a trazione di calcolo).

Nella fase di **ESERCIZIO** sono state eseguite le verifiche tensionali nelle combinazioni di carico AI – a vuoto-, AII – ponte carico-, ed AV – con sisma-, calcolando:

- in combinazione AII la compressione in sezione parzializzata nell'imposta dell'arco 2 vale $\sigma_c = -2,46$ MPa, mentre nell'arco 3 prefabbricato in cls $\sigma_c = -4,43$ MPa, con profondità dell'asse neutro di $0,54$;

- in combinazione sismica AV tutti gli elementi degli archi e delle pile risultano interamente compressi, ed i massimi valori di compressione si registrano nella sezione d'imposta dell'arco 3 in calcestruzzo con $\sigma_c = -2,46$ MPa, e dell'arco 2 in muratura con $\sigma_c = -1,71$ MPa.

Le verifiche tensionali sviluppate depongono quindi a favore della soluzione strutturale adottata.

3.3 I lavori

Il valore delle opere progettate è pari ad € 3.450.000,00 così suddivisi:

A) LAVORI

* Lavori a base di gara:	€ 2.353.483,61
* Compenso fisso Oneri Sicurezza	€ 30.000,00
Totale Lavori	€ 2.383.483,61

B) SOMME A DISPOSIZIONE DELLA PROVINCIA:

Totale	€ 1.066.516,39
Totale generale	€ 3.450.000,00

La fase progettuale definitiva è stata approvata nella Conferenza dei Servizi promossa dalla Provincia di Alessandria nel Luglio 2003; il progetto esecutivo è stato approvato il 06.11.2003.

Immediatamente dopo, avvalendosi delle deroghe stabilite dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3258/2002, sono stati appaltati i lavori a trattativa privata.

Le opere sono state consegnate il 07.01.2004, il tempo contrattuale è di 370 giorni solari; attualmente il cantiere è regolarmente in corso, auspicandosi la riapertura al traffico del ponte entro l'anno 2004.

Responsabile Unico del Procedimento è il Dott. Ing. Piergiuseppe A. Dezza, Direttori dei Lavori sono i Dott. Ingg. Giacomo Sciutto e Giovanni Estienne, tutti Tecnici dipendenti della Provincia di Alessandria.

4. CONCLUSIONI

E' intenzione di questa Memoria evidenziare che l'uso accorto di un materiale apparentemente freddo come il calcestruzzo, sapientemente unito ad altri materiali, nel caso in esame, il mattone, sia risolutore di problematiche strutturali altrimenti non superabili, garantendo in pieno il rispetto dell'ambiente costituito.

E' interesse altresì di questa Memoria rivolta a tutti i Tecnici dipendenti degli Enti Pubblici e Professionisti, purtroppo tante volte interessati dalle problematiche del ripristino delle opere d'arte danneggiate dalle avverse calamità climatiche, indicare un metodo di approccio alla soluzione del problema necessariamente basato, come nel caso del ponte trattato, su una pluralità di conoscenze non solo strutturali, ma di materiali e storiche.

L'augurio dei Tecnici e degli Amministratori Provinciali è quello di poter garantire quanto prima la percorribilità del ponte sul T. Scrivia, a servizio della S.P. n° 140 "della Val Borbera".

Un ringraziamento dovuto va ad Amministratori e Funzionari della Regione Piemonte – Direzione OO.PP. che hanno garantito il necessario flusso di finanziamenti per realizzare l'opera, ed ai Tecnici della Soprintendenza Beni Architettonici - Artistici del Piemonte.

Un ringraziamento va ancora al Personale Tecnico Provinciale, Funzionari, Capi Cantonieri e Cantonieri che nei giorni dell'evento calamitoso del Novembre 2002, e nei mesi successivi, sono stati presenti puntualmente in zona per

garantire i primi fondamentali interventi di segnalamento e di manutenzione, ed infine al Geom. Maurizio Tassisto dell'Ufficio Progetti per la saputa ed insostituibile consulenza nell'approntare la veste grafica di tutte le note tecniche, compresa questa, che nel tempo sono state presentate nelle più svariate sedi ufficiali da parte della Direzione Viabilità – LL.PP.- Trasporti.

Bibliografia

- [1] REGIONE PIEMONTE – DIREZIONE REGIONALE SERVIZI TECNICI di PREVENZIONE/ Anno 2003
Analisi meteorologica e idrologica dell'evento 2002
- [2] REGIONE PIEMONTE/Anno 2003
Processi, effetti e danni indotti dall'evento del Novembre 2002
- [3] PROVINCIA di ALESSANDRIA – UFFICIO TECNICO/Anno 2003
S.P. n° 140 “della Val Borbera”: Ponte sul Torrente Scrivia tra Arquata S. e Vignole B. – Brevi Cenni Storici
- [4] C.N.D. CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SRL – Roma/Anno 2003
S.P. n° 140 “della Val Borbera”: Ponte sul Torrente Scrivia – Rilievo delle caratteristiche meccaniche delle strutture e dei materiali/Relazione Tecnica
- [5] SINTECNA S.r.l del PROF. ING. G. MANCINI – Torino/Anno 2003
Evento calamitoso Novembre 2002: Lavori di ripristino funzionale del ponte sul T. Scrivia a servizio della S.P. n° 140 “della Val Borbera”/Progetto Esecutivo

CALCESTRUZZO STRUTTURALE CON AGGREGATI NATURALI E RICICLATI: INDAGINI TEORICHE E SPERIMENTALI PER LA SOSTENIBILITÀ

Pier Paolo Diotallevi¹, Franco Sandrolini², Antonio Beniamino Costantino³

¹ Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria di Bologna.

² Professore Ordinario di Tecnologia dei Materiali e Chimica Applicata, Facoltà di Ingegneria di Bologna.

³ Ingegnere.

SOMMARIO

Sono state eseguite prove di resistenza meccanica su cubetti e prove di carico su elementi strutturali confezionati con calcestruzzi realizzati sia con aggregati naturali, sia con aggregati riciclati presenti in diverse proporzioni; l'obiettivo è di saggiare i diversi comportamenti e l'affidabilità statica per strutture realizzate con materiali di riciclo.

I primi risultati del presente lavoro indicano che l'impiego di aggregati riciclati, in sostituzione degli aggregati naturali, può rappresentare una valida alternativa dal punto di vista tecnico, strutturale ed anche economico a quello dei materiali tradizionali.

SUMMARY

They have been performed tests of mechanical resistance on dices and tests of load on structural elements manufactured with concretes made with natural aggregates and/or with recycled aggregates present in different proportions; the objective is to test the different behaviors and the reliability of the static behavior for structures realized with material of recycle.

The first results of this study show that the employment of recycled aggregates instead of the natural aggregates can represent a valid alternative to the use of traditional materials from a technical, structural and also economic point of view.

1. PREMESSA

Le considerevoli quantità di rifiuti provenienti dalla demolizione di prodotti del settore delle costruzioni, unitamente alle difficoltà di smaltimento e alla crescita del relativo costo, hanno determinato un sempre maggior interesse verso il riciclaggio ed il reimpiego nelle stesse costruzioni. La possibilità di recuperare parti sempre più cospicue del demolito reinserendolo nei cicli produttivi sotto forma di materie prime seconde costituisce un evidente contributo alla sostenibilità del

processo complessivo che si rende sempre più necessario in un'epoca di grandi accelerazioni della tecnica e di sempre crescente consapevolezza sulla limitazione delle risorse.

Gli aggregati provenienti da demolizioni sono per la maggior parte costituiti da calcestruzzo e in parte minore da laterizi e ceramica [1]. La composizione delle macerie è estremamente variabile: tecniche costruttive locali, attività economica e sviluppo tecnologico della zona, materie prime e materiali da costruzione locali sono fattori che influenzano inevitabilmente la composizione delle macerie. Tuttavia con adeguati pretrattamenti le parti provenienti da materiali diversi dal calcestruzzo possono essere ridotte a circa il 25%; pertanto i risultati delle ricerche preliminari effettuate e

qui riportate sono da intendersi riferiti agli aggregati di riciclo utilizzati con questa composizione media. La norma EN 12620 [2] definisce, peraltro, l'aggregato un "materiale granulare utilizzato nelle costruzioni" che "può essere naturale, artificiale o riciclato". Il calcestruzzo può essere quindi prodotto, utilizzando anche aggregati riciclati, ma, naturalmente, si debbono valutare preventivamente gli effetti dell'aggregato di riciclo sulle caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo ottenuto.

Scopo del presente lavoro è la valutazione degli effetti degli aggregati di riciclo sulle caratteristiche finali del calcestruzzo prodotto con l'impiego mirato di aggregati di riciclo, rispetto allo stesso calcestruzzo prodotto con aggregati corrispondenti naturali.

2. LE FORMULAZIONI DEI CALCESTRUZZI SPERIMENTATI

Per la confezione dei calcestruzzi si è fatto riferimento all'impianto fisso di riciclaggio di Villa Musone (AN) denominato R.O.S.E. ("Recupero Omogeneizzato Scarti Edilizia"). Il principio di funzionamento è sostanzialmente il seguente: le macerie (figura 1) in ingresso sono preliminarmente frantumate per mezzo di un mulino; poi il prodotto viene separato dal ferro, dal legno e dalla plastica. Successivamente, attraverso una serie di vagli, il materiale viene suddiviso in tre frazioni distinte (0/8 mm; 7/15 mm; 15/30 mm "fig. 1") corrispondenti alle usuali frazioni granulometriche di aggregato naturale normalmente impiegato nel calcestruzzo di ordinaria produzione presso lo stesso impianto. Le frazioni granulometriche degli aggregati di riciclo sono risultate simili ma non completamente identiche a quella dei corrispondenti aggregati naturali.

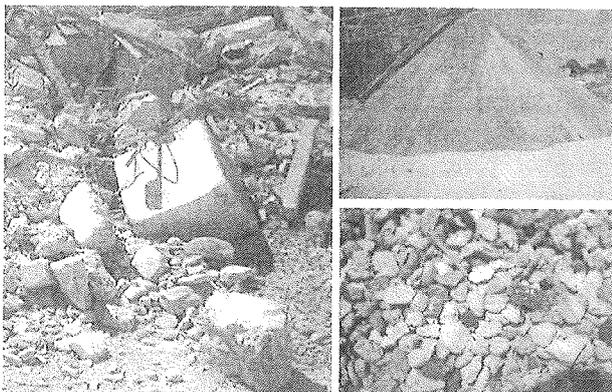


Figura 1: Macerie "Tout venant", frazione fine e frazione maggiore di aggregato di riciclo.

L'effetto degli aggregati riciclati nel calcestruzzo è stato studiato suddividendoli in diverse frazioni corrispondenti alla formulazione del calcestruzzo tradizionale con aggregati naturali di normale produzione allo scopo di separare gli effetti delle diverse frazioni granulometriche di aggregato riciclato sulle proprietà finali. Ciò appare la procedura più razionale per controllare le caratteristiche meccaniche finali del calcestruzzo contenenti anche aggregati di riciclo in funzione delle prestazioni richieste.

A partire dalla formulazione ricorrente con soli aggregati naturali sono state progettate le altre miscele, sostituendo, una per volta, le frazioni granulometriche naturali con le corrispondenti frazioni granulometriche riciclate. E' stato aggiunto lo stesso additivo superfluidificante in quantità diverse e tali da rendere le miscele tra loro paragonabili dal punto di vista della lavorabilità, parametro questo che è stato assunto come elemento di controllo per i confronti in questa sperimentazione. Per tutte le formulazioni (con aggregati naturali e/o riciclati) sono state tenute fisse le quantità di cemento e di acqua, in modo che i risultati fossero poi più facilmente correlabili ed interpretabili.

Sono state preparate cinque miscele:

- TIPO NAT: calcestruzzo confezionato con soli aggregati naturali;
- TIPO 1: calcestruzzo confezionato con soli aggregati riciclati;
- TIPO 2: calcestruzzo confezionato con sabbia riciclata, pietrischetto e pietrisco naturali;
- TIPO 3: calcestruzzo confezionato con sabbia e pietrisco naturali, pietrischetto riciclato;
- TIPO 4: calcestruzzo confezionato con sabbia e pietrischetto naturali, pietrisco riciclato.

La sostituzione degli aggregati è avvenuta facendo riferimento alla curva teorica di Bolomey [3], valutando il migliore assortimento fra le diverse frazioni granulometriche che di volta in volta concorrevano alla composizione del calcestruzzo, avendo sempre come riferimento l'unità di volume di calcestruzzo prodotto.

Le caratteristiche degli impasti per quanto riguarda il rapporto a/c, il tipo e il dosaggio degli inerti, il superfluidificante e la scelta del tipo di cemento sono riportati in tabella 1.

Miscela	NAT	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
Cem 42.5R II/A-L (kN/m ³)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50
Acqua (kN/m ³)	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
A/C (acqua/cemento)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
C/Agg.(cemento/aggregati)	0,20	0,23	0,22	0,21	0,21
Agg. riciclato 0/8 mm (kN/m ³)		7,90	6,80		
Agg. riciclato 7/15 mm (kN/m ³)		2,43		3,91	
Agg. riciclato 15/30 mm (kN/m ³)		4,86			5,44
Sabbia 0/8 mm (kN/m ³)	7,50			8,16	6,97
Pietrischetto 7/15 mm (kN/m ³)	4,71		4,21		4,59
Pietrisco 15/30 mm (kN/m ³)	5,24		5,18	4,93	
Aggregato kN/m ³	17,45	15,19	16,19	17,00	16,99
Miscela kN/m ³	23,05	20,79	21,79	22,60	22,59
Superfluidificante l	0,00	5,24	3,50	0,00	1,12
Riciclato %	0	100	42	23	32

Tabella 1: Formulazioni calcestruzzi con aggregati riciclati ottenuti per sostituzione degli aggregati naturali secondo Bolomey.

3. LE MODALITA' DI PROVA

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo confezionato con aggregati naturali e/o aggregati riciclati sono state valutate per mezzo di prove di compressione su cubetti e prove su travi modello, atte a rappresentare una comune condizione di impiego nel conglomerato cementizio armato ordinario strutturale.

Sono stati realizzati per ciascuna miscela 6 cubetti di lato 15 cm da sottoporre a rottura a 3-7 giorni, 12 cubetti per la determinazione della resistenza media a 28 giorni e due travi di prova da sottoporre a rottura a 28 giorni.

In figura 2 è indicato il dispositivo di prova per le travi, le caratteristiche geometriche e la disposizione dell'armatura; lo schema di prova è di trave semplicemente appoggiata sottoposta all'azione di due carichi concentrati simmetrici per avere la sola sollecitazione flessionale costante tra i due punti di applicazione dei carichi. Durante le fasi di carico la

misura dei movimenti è avvenuta con comparatori centesimali Rambold, con fine corsa 50 mm, per gli spostamenti in mezzzeria e in corrispondenza degli appoggi (al fine di ricavare il valore della freccia in mezzzeria tenendo conto dei possibili cedimenti vincolari), mentre le rotazioni delle sezioni sugli appoggi sono state effettuate con clinometri digitali Huggenberger con sensibilità, per ogni digit di due secondi sessagesimali. Inoltre con estensimetri a resistenza, (Tipo 50/120LY11 di lunghezza 50 mm) collegati ad apposita centralina di acquisizione, si è misurata la dilatazione ϵ in corrispondenza della sezione di mezzzeria.

Il carico è stato applicato con due martinetti idraulici, comandati da pompa manuale, aventi carico massimo 100 kN per una pressione di 450bar. Il carico monotono è stato applicato con incrementi di 5 bar; ad ogni incremento di carico, attesa la stabilizzazione delle deformazioni, sono state effettuate le rilevazioni.

Nella figura 3 è riportato una fase della sperimentazione sui travetti e la disposizione degli strumenti di misura.

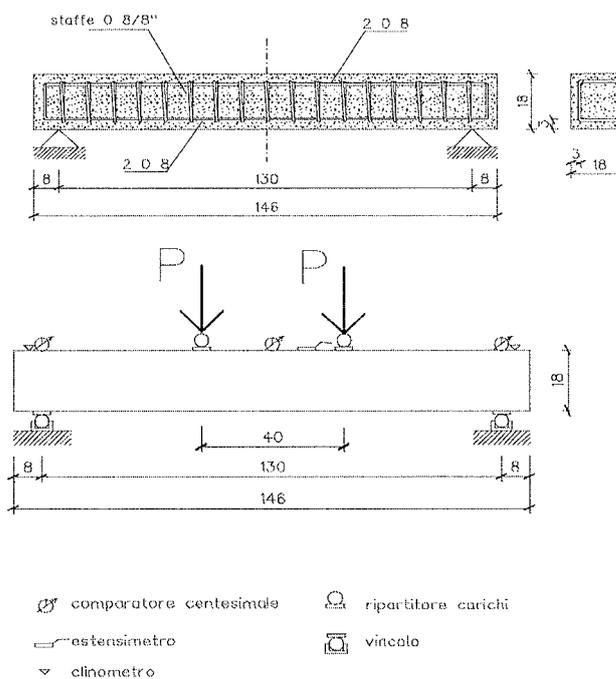


Figura 2: Caratteristiche geometriche, disposizione dell'armatura e dispositivo di prova.

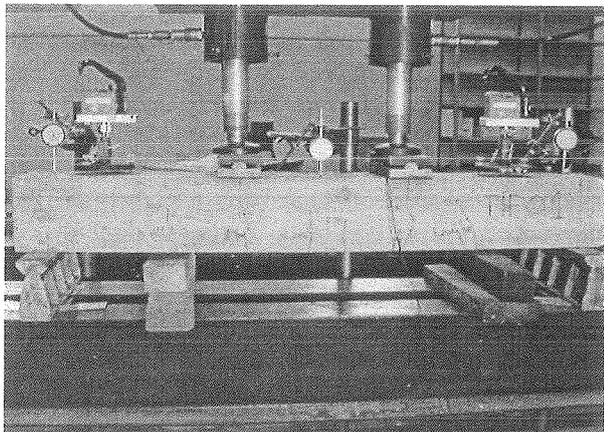


Figura 3: Disposizione degli strumenti di misurazione

4. I RISULTATI SPERIMENTALI

I valori della resistenza media a compressione (R_m) alle varie stagionature sono indicati in tabella 2.

IMPASTI	N/mm ²				
	NAT	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
R_m 3gg	21,68	14,80	16,75	16,38	19,30
R_m 7 gg	27,18	17,80	21,97	20,67	23,70
R_m 28 gg	32,48	22,26	25,68	25,41	29,43

Tabella 2: Resistenza media a compressione

Per i calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati e naturali (Tipi 2-3-4) si hanno valori alquanto inferiori rispetto al calcestruzzo confezionato con soli aggregati naturali, con cadute prestazionali dal 10% al 20% circa, al diminuire della dimensione media delle frazioni di aggregato sostituite. La sostituzione di tutte le diverse classi dell'aggregato naturale con le equivalenti di quello riciclato (Tipo 1) ha mostrato le maggiori diminuzioni della resistenza meccanica a compressione, pari a circa il 30%. In particolare, la sostituzione della sola frazione fine naturale con l'equivalente frazione riciclata comporta una diminuzione della resistenza meccanica a compressione semplice del 20% circa, accompagnata anche da una diminuzione della lavorabilità dell'impasto fresco dovuto alla notevole presenza di malta (di provenienza dal riciclo) che determina una maggiore richiesta d'acqua, presumibilmente attribuibile alla frazione cementizia più o meno stagionata contenuta in questa frazione di

aggregato riciclato.

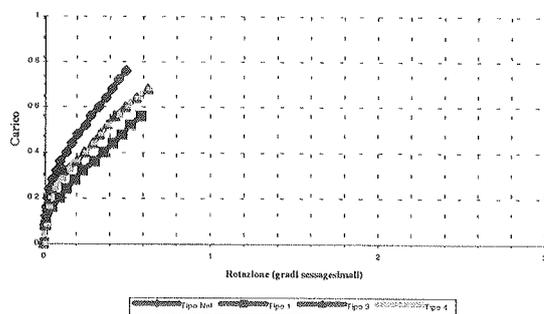
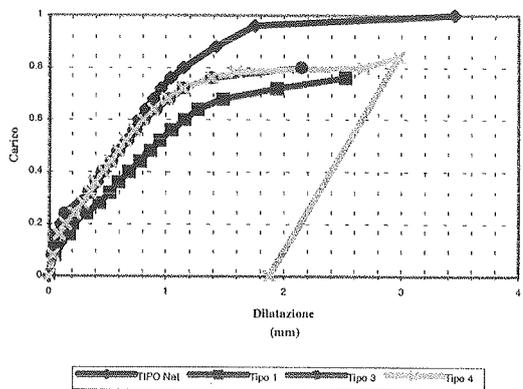
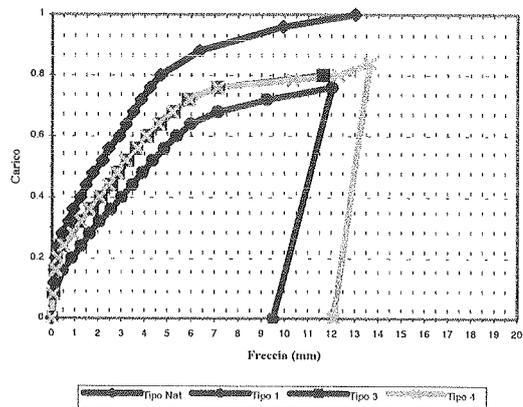


Figura 4: Diagrammi normalizzati carico-freccia, carico-accorciamenti, carico-rotazione.

La sostituzione del pietrischetto naturale con l'equivalente frazione riciclata comporta una diminuzione della resistenza a compressione paragonabile a quella dovuta alla sostituzione della

sabbia naturale con la sabbia riciclata, ma per quanto riguarda la lavorabilità non sono state osservate variazioni.

Infine, la sostituzione del pietrisco naturale con l'equivalente frazione riciclata determina una diminuzione della resistenza a compressione dell'ordine del 10%.

E' importante sottolineare che per le miscele Tipo 3 e Tipo 4, confezionate con un rapporto $a/c = 0,6$, si ritiene possibile diminuire tale rapporto in modo significativo, determinando così il raggiungimento di valori di resistenza più alti; prove in merito sono attualmente in corso.

I risultati preliminari e più significativi, relativamente alle prove eseguite su travi, sono indicati nei diagrammi normalizzati carico-freccia, carico-dilatazione e carico-rotazione di figura 4.

Si osserva che il carico di rottura del travetto, in analogia a quanto riscontrato nelle prove di compressione sui cubi, diminuisce con l'aumentare dell'aggregato riciclato con percentuali corrispondenti a quelle rilevate per il carico di rottura a compressione; in particolare la sostituzione dell'aggregato di maggiori dimensioni determina ancora la minore variazione di carico (-16 % circa) rispetto alla trave di riferimento con aggregati naturali, così come evidenziato dalla prova di compressione.

Per diversi valori di carico di rottura relativi alle diverse travi, si hanno valori delle frecce, in corrispondenza della sezione di mezzera, e rotazioni, in corrispondenza degli appoggi, paragonabili tra le diverse travi. La dilatazione (negativa) maggiore si è avuta per la miscela Tipo 1 e la minore per la miscela Tipo 4: quindi la presenza di riciclato fine determina le maggiori dilatazioni assiali (in modulo).

Per quanto riguarda la resistenza a trazione, si è determinata la tensione di trazione in corrispondenza dell'inizio della fessurazione, per le travi di prova Tipo Nat e Tipo 1, ottenendo $3,12 \text{ N/mm}^2$ per la miscela Tipo Nat e $2,08 \text{ N/mm}^2$ per la miscela Tipo 1.

5. CONCLUSIONI

Le indagini condotte, pur fornendo primi elementi di valutazione del comportamento dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati, richiedono ulteriori sperimentazioni per completare le conoscenze (sono in fase di esecuzione prove di pull-out per la valutazione della tensione di aderenza tra calcestruzzo e acciaio e prove per la valutazione della durabilità). L'aggiunta delle varie frazioni di aggregato riciclato provoca una diminuzione delle prestazioni meccaniche del conglomerato crescente al diminuire della dimensione

media dell'aggregato di riciclo aggiunto: appare possibile tuttavia ridurre questo effetto con l'aggiunta mirata di additivi, in funzione degli effetti rilevati nel presente lavoro, e da valutare con successive sperimentazioni. È fondamentale a questo proposito ricordare che l'utilizzo di aggregati riciclati, in sostituzione di aggregati naturali, comporta, oltre ai fondamentali vantaggi ambientali, difficilmente stimabili, un risparmio economico sul prezzo del calcestruzzo a m^3 dal 10 % al 30%, per cui additivazioni ulteriori potrebbero farsi senza incrementi di costi (senza contare comunque il guadagno in sostenibilità del materiale).

Bologna, febbraio 2004

Gli autori ritengono doveroso ricordare che le prove sono state sviluppate grazie alla fattiva collaborazione della Società Calcestruzzi di Ancona.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Autori vari, "GLI INERTI. Riciclare per l'ambiente. Evoluzione tecnologica ed uso dei rifiuti inerti da costruzioni e demolizioni ed evoluzione della normativa nella raccolta e nell'uso degli inerti da costruzioni e demolizioni", edizioni hyper S.r.l. Venezia, 2001.
- [2] Norma EN 12620 "Aggregati per calcestruzzo".
- [3] Adam M. Neville, "Le proprietà del calcestruzzo", G.C. Sansoni, 1980.
- [4] A.B. Costantino, Tesi di Laurea "Calcestruzzo con aggregati naturali e riciclati: indagini teoriche e sperimentali sul comportamento del materiale e di elementi strutturali", 2003.

IL CALCOLO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO RINFORZATO CON FIBRE DI ACCIAIO: LA NORMA UNI

Marco di Prisco¹, Claudio Failla², Giovanni A. Plizzari³, Giandomenico Toniolo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

² Magnetti Larco Building.

³ Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo.

SOMMARIO

Dopo la pubblicazione della norma per la classificazione del materiale, nel 2001 è stata costituita una commissione UNI per lo la preparazione di una normativa per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di elementi strutturali in calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio. La commissione ha emesso nel 2002 una prima bozza di norma nella quale sono stati analizzati tutti i punti più rilevanti per l'impiego strutturale del calcestruzzo fibrorinforzato. E' in corso una revisione della prima bozza che sarà emessa nei prossimi mesi.

Il progetto si avvale della resistenza residua del materiale che viene calcolata sulla base della stessa prova di flessione usata per la caratterizzazione del materiale.

Nella norma viene proposto il calcolo delle sezioni inflesse di travi in presenza o in assenza di armatura lenta o pretesa, il calcolo della relativa resistenza a taglio, il calcolo di elementi bidimensionali soggetti ad azioni membranali e flessionali. E' da segnalare la necessità di distinguere la procedura di calcolo a seconda del grado di iperstaticità strutturale della costruzione. La normativa si avvale dell'esperienza di precedenti raccomandazioni internazionali sullo stesso tema e dell'esperienza accumulata nelle indagini sperimentali condotte da vari ricercatori negli ultimi anni in parte finanziate dal Ministero per l'Università e la Ricerca.

SUMMARY

After the publication of the Standard for the classification of fibre reinforced concrete, a UNI Commission has been founded in 2001 in order to prepare a Standard concerning the design, manufacturing, and control of fibre reinforced concrete elements. On 2002 the UNI Commission issued a first draft of the Standard with a complete definition of the main criteria for the structural applications of Fibre Reinforced Concrete. At the moment, the group is revising the draft, which will be published in few months.

The design is based on the residual strength of the material, evaluated according to bending tests used for the material characterization.

The Standard includes the design of beams with or without longitudinal bars or prestressed strands under bending or shear actions, the design of bidimensional elements subjected to bending and membrane actions. The need for distinguishing the design method depending on the structural statical indetermination is underlined. The Standard is based on previous international recommendations on the same topic and on experimental investigations carried out by several researchers during the last years, partially financed by the Ministry of University and Research.

1. INTRODUZIONE

Da oltre tre anni opera un gruppo di lavoro, incaricato dalla Sottocommissione UNI/CIS/SC4 - Prefabbricazione, per la redazione di una norma sulla progettazione strutturale di elementi in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio.

Nel giugno 2002 il Gruppo ha approvato una prima bozza di norma che definisce in modo compiuto i criteri di base per un tale calcolo strutturale, restando strettamente correlata alla già esistente norma UNI 11039 [1] riferita alle prescrizioni sul materiale.

Il documento è ora in fase di messa a punto e revisione alla luce delle risultanze di applicazioni fatte utilizzando la bozza di norma e delle ulteriori esperienze successivamente realizzate.

Il lavoro ha fatto riferimento all'ampia ricerca sviluppata in ambito nazionale, che vede l'Italia tra i paesi più avanzati nello sviluppo delle applicazioni con l'impiego di questo materiale, ed ai primi documenti in elaborazione in ambito europeo ed è il risultato di un vasto confronto sulle personali esperienze maturate dai membri del gruppo. Nell'ambito di questa attività è stata avviata un'apposita indagine sperimentale volta alla calibrazione dei parametri utilizzati nel calcolo riferiti al comportamento strutturale del

materiale, così da giungere ad una versione definitiva della norma con piena affidabilità delle sue regole.

Nel seguito sono descritte le parti più importanti della norma, che si riferiscono ai criteri di base ed alle verifiche di resistenza. Il testo è completato da altri capitoli che riguardano le prove di qualificazione del materiale, le verifiche in esercizio, la durabilità e le regole di esecuzione. A conclusione è riportato un ampio capitolo dedicato al controllo di produzione, conformato ai più recenti criteri sui sistemi di qualità che in ambito europeo si stanno applicando alle norme armonizzate sui prodotti da costruzione.

Tale attività affianca quella svolta in ambito CEN che finora ha curato l'edizione di alcuni documenti intesi a definire la misurazione del contenuto di fibre, la resistenza residua a flessione del conglomerato fibroarmato ed il controllo di produzione, e quella svolta in ambito RILEM ove sono stati proposti documenti mirati alla progettazione di elementi strutturali avvalendosi di un approccio diffuso o discreto nella descrizione del fenomeno fessurativo correlato alla resistenza residua delle fibre metalliche.

Al momento la norma è principalmente orientata su di un tipo di produzione continuativa di elementi di serie, essendo la continuità dei processi e dei relativi controlli una condizione per garantire la qualità del materiale e la piena affidabilità dei suoi parametri di resistenza, valutati attraverso elaborazioni statistiche dei dati. In un secondo momento, con l'auspicabile coinvolgimento di altre commissioni competenti dell'UNI, si potrà estendere la norma al calcolo di prodotti occasionali o strutture in esemplare unico.

2. CRITERI DI BASE

2.1 GENERALITÀ

Con riferimento al suo comportamento strutturale, le principali proprietà del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio dipendono in primo luogo dalle caratteristiche dei materiali componenti e dai loro dosaggi nella miscela. In particolare dipendono da:

- geometria delle fibre;
- caratteristiche meccaniche delle fibre;
- contenuto specifico di fibre;
- caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di base;
- massima dimensione e distribuzione granulometrica dell'aggregato;
- consistenza della miscela fresca.

Queste caratteristiche sono governate dalle scelte iniziali sulla composizione del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio e conducono a delle sue proprietà intrinseche generali che, nella presente norma, vengono chiamate "proprietà nominali" e che sono riferite a provini e prove normalizzati, indipendenti dalla specifica applicazione strutturale.

Quando posto in opera, il calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio acquista delle proprietà che vengono a dipendere anche da alcuni fattori legati alla tecnologia esecutiva ed alle caratteristiche dimensionali della struttura. In particolare dipendono da:

- grado di dispersione delle fibre nella miscela;
- aderenza tra fibre e calcestruzzo di base;
- forma e dimensioni caratteristiche della struttura;
- direzione ed avanzamento del getto;
- modalità di compattazione del getto;
- possibile anisotropia del rinforzo fibroso;
- modalità di maturazione del getto.

Queste caratteristiche esecutive del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio portano a delle sue proprietà particolari legate alla specifica applicazione (maggiore o minore omogeneità del contenuto di fibre, eventuali loro direzioni preferenziali,...), che nella presente norma vengono chiamate "proprietà strutturali". Tali proprietà sono riferite a campioni rappresentativi della struttura ed a prove correlate allo specifico funzionamento strutturale.

Per quanto sopra, la norma in questione prevede che i parametri di resistenza da utilizzarsi nel calcolo vengano di volta in volta sperimentati su provini con dimensioni rappresentative delle strutture e sull'assetto della specifica applicazione, intendendoli quali proprietà strutturali.

La norma infine, nelle sue regole di verifica strutturale, fa affidamento alla principale proprietà del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio: la "tenacità" (resistenza opposta dal materiale all'avanzamento del processo di frattura per effetto della sua capacità di dissipare energia di deformazione in regime di post-fessurazione). Questa proprietà può essere esaltata qualora la composizione del calcestruzzo porti ad una rottura con sfilamento delle fibre dal calcestruzzo di base, senza una precoce rottura delle fibre stesse. La verifica della necessaria tenacità va quindi effettuata, con prove preliminari ed in corso di produzione, sulla base degli appositi parametri delle curve carico-deformazione, rilevate secondo i criteri esposti nel testo.

2.2 CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

Le proprietà del calcestruzzo fibrorinforzato, confezionato per uno specifico impiego strutturale, vanno determinate con apposite prove di caratterizzazione condotte sia preliminarmente che nel corso della produzione, secondo le procedure previste per il controllo di qualità al quale è dedicato uno speciale capitolo delle norme.

Vengono distinti due tipi di caratterizzazione del calcestruzzo fibrorinforzato indurito:

- caratterizzazione basata sulle proprietà nominali;
- caratterizzazione basata sulle proprietà strutturali.

Le proprietà nominali del calcestruzzo fibrorinforzato indurito vengono determinate su provini normalizzati, realizzati e maturati in laboratorio in condizio-

ni controllate, attraverso prove condotte secondo metodi normalizzati, come precisato in [1].

Il calcestruzzo fibrorinforzato è classificato con riferimento alle proprietà nominali, secondo quanto precisato al capo 4 di [2] dove, oltre alla classe di consistenza della miscela fresca, sono elencate le seguenti grandezze:

- resistenza a compressione;
- resistenza di prima fessurazione (per flessione),
- indici di tenacità.

Le proprietà strutturali del calcestruzzo fibrorinforzato si riferiscono al materiale effettivamente realizzato nella struttura e si determinano su conci ritagliati dalla struttura medesima o su provini della stessa dimensione significativa e nello stesso assetto che nella struttura e maturati nello stesso ambiente.

I parametri di resistenza a compressione (f_{FK}), a trazione (f_{FTK}), a flessione (f_{FTK}), necessari per le verifiche di resistenza della struttura, vanno intesi quali proprietà strutturali e determinati con prove condotte come qui sopra specificato.

2.3 CRITERI DI APPLICAZIONE

Ai fini delle applicazioni strutturali del calcestruzzo fibrorinforzato si distinguono tre tipi di comportamento (fig. 1):

- tipo A: comportamento degradante (softening);
- tipo B: comportamento incrudente (hardening);
- tipo C: comportamento sovrar resistente (over-resistant);

Questa classificazione si basa sulle proprietà strutturali del calcestruzzo fibrorinforzato, così come evidenziate dal diagramma carico-deformazione (P- δ) di prove a flessione od a trazione.

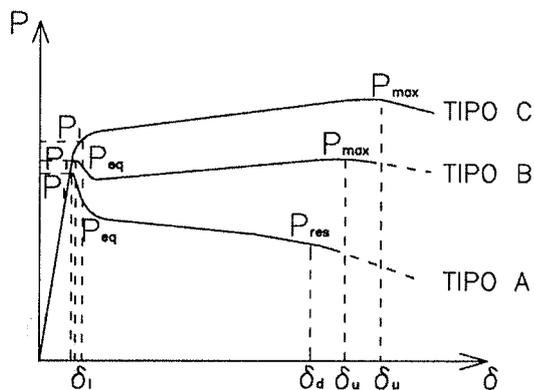


Fig. 1 Tipici diagrammi carico-spostamento ottenuti da prove di flessione o trazione

In Figura 1 sono rappresentati detti diagrammi dove si è posto:

- δ spostamento imposto al provino nella prova di flessione o di trazione;
- P carico corrispondente a δ ;

- P_1 carico di prima fessurazione del calcestruzzo fibrorinforzato;
- δ_1 deformazione corrispondente a P_1 ;
- P_{max} carico massimo raggiunto dopo la prima fessurazione;
- δ_u deformazione corrispondente a P_{max} ;
- P_{eq} carico post-picco equivalente (calcolabile come valore medio nell'intervallo $3 \delta_1$ e $5 \delta_1$);
- δ_d deformazione limite di calcolo richiesta per il calcestruzzo fibrorinforzato;
- P_{res} carico residuo del tratto discendente finale corrispondente a δ_d (calcolabile come valore medio nell'intervallo $0,8 \delta_d$ e $1,2 \delta_d$).

Per i calcestruzzi tipo A e B il carico di prima fessurazione si pone in corrispondenza del picco del tratto iniziale di primo carico ed è molto simile a quello correlato alla resistenza a trazione della matrice [3].

Comportamento degradante

Il tipo A è caratterizzato da diagrammi P- δ con andamento post-picco sempre decrescente. Sono assimilabili al tipo A anche quei materiali che mostrano diagrammi parzialmente incrudenti con rapporti $P_{max}/P_{eq} < 1,05$. Per gli impieghi strutturali previsti dalla presente norma dovrà risultare, per lo specifico stato di sollecitazione:

$$P_{eq} \geq 0,5 P_1$$

$$P_{res} \geq 0,3 P_1$$

altrimenti nelle verifiche di resistenza va trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato.

Per il tipo A la resistenza a trazione, così come definita nel seguito, può essere tenuta in conto nelle verifiche di resistenza degli elementi limitatamente alle situazioni strutturali iperstatiche che forniscano un controllo alle deformazioni delle sezioni critiche nell'ipotesi di una loro fessurazione precoce.

Le situazioni iperstatiche previste dalla presente norma sono:

- piastre inflesse dove l'estensione piana ed il flusso bidirezionale degli sforzi può avviare una eventuale fessurazione precoce locale;
- anime di elementi a trave soggette a taglio dove possibili fessurazioni precoci locali non compromettono la resistenza globale;
- elementi o parti di elementi soggetti a trazione, provvisti anche di armature tradizionali capaci di compensare la caduta di sforzo del calcestruzzo fibrorinforzato con il loro contemporaneo prevalente incremento di sforzo.

Comportamento incrudente

Il tipo B è caratterizzato da un diagramma P- δ con andamento che mostra, dopo una prima caduta post-picco, una ripresa del carico fino ad un massimo, con $P_{max}/P_{eq} \geq 1,05$, seguito dal tratto discendente finale. Sono assimilati al tipo B anche i comportamenti sempre crescenti tra P_1 e P_{max} con $P_{max}/P_1 < 1,05$. Dovrà

ancora risultare $\delta_u \geq \delta_d$, altrimenti il calcestruzzo fibrorinforzato è declassato al tipo A.

Per gli impieghi strutturali previsti dalla presente norma dovrà risultare, per lo specifico stato di sollecitazione,

$$P_{eq} \geq 0,5 P_1$$

altrimenti nelle verifiche di resistenza va trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato.

Per il tipo B la resistenza a trazione, così come definita nel seguito, può essere tenuta in conto nelle verifiche di resistenza degli elementi in qualsiasi situazione strutturale.

Comportamento sovraresistente

Il tipo C è caratterizzato da diagrammi P- δ con andamento sempre crescente, anche dopo il limite di prima fessurazione, fino ad un massimo con $P_{max}/P_1 \geq 1,05$ al quale fa seguito il tratto discendente finale. Dovrà risultare $\delta_u \geq \delta_d$, altrimenti il calcestruzzo fibrorinforzato è declassato al tipo A.

Per il tipo C la resistenza a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato può essere tenuta in conto nelle verifiche di resistenza degli elementi in qualsiasi situazione strutturale.

Deformazione limite

Di norma, salvo maggiori esigenze espressamente indicate nel progetto, la deformazione limite richiesta per l'impiego strutturale del calcestruzzo fibrorinforzato dovrà essere almeno pari a

$$\delta_d = 15 \delta_1$$

essendo δ_1 la deformazione corrispondente al carico di prima fessurazione (Fig. 1).

3. VERIFICHE DI RESISTENZA

3.1 RESISTENZA DI CALCOLO

I valori di calcolo dei parametri di resistenza si determinano a partire dai valori caratteristici, dedotti da prove condotte come specificato nel par. 2.2 su una adeguata campionatura di calcestruzzo fibrorinforzato, con:

$f_{Fd} = f_{Fk}/\gamma_c$ resistenza a compressione

$f_{Ftd} = f_{Ftk}/\gamma_F$ resistenza a trazione

$f_{Ftd} = f_{Ftk}/\gamma_F$ resistenza a trazione per flessione

$f_{ltd} = f_{ltk}/\gamma_F$ resistenza a trazione in esercizio

$f_{ltd} = f_{ltk}/\gamma_F$ resistenza a flessione in esercizio

dove il coefficiente γ_c a compressione è lo stesso della matrice e si deduce da 2.4.2.4 di [4] ed il coefficiente γ_F a trazione è posto

$$\gamma_F = 1,35$$

Il valore di γ_F necessita però di ulteriori indagini. In mancanza di una sua sperimentazione diretta, per la

resistenza strutturale a compressione si può assumere quella nominale del calcestruzzo fibrorinforzato o della matrice.

Parametri di resistenza del tipo A

Con riferimento alle prove di trazione e di flessione indicate in Figura 2, per il comportamento degradante tipo A si ha:

$$f_{lt} = \frac{P_{eq}}{bh} \quad \text{resistenza iniziale a trazione;}$$

$$f_{ltf} = \frac{P_{eq} \ell}{bh^2 / 6} \quad \text{resistenza iniziale a flessione;}$$

$$f_{Ft} = \frac{P_{res}}{bh} \quad \text{resistenza a trazione;}$$

$$f_{Ftf} = \frac{P_{res} \ell}{bh^2 / 6} \quad \text{resistenza a flessione;}$$

dove P_{res} e P_{eq} sono definiti in 2.3 ed h è la dimensione significativa che deve coincidere, a meno di $\pm 0,25 h_0$, con la corrispondente dimensione strutturale h_0 a cui fa riferimento.

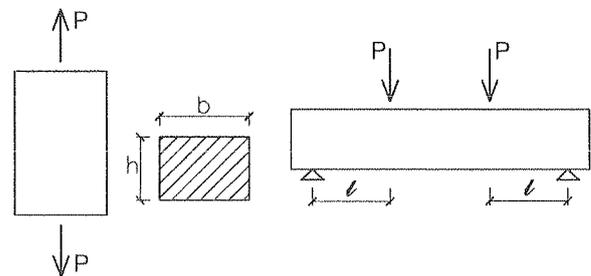


Fig. 2 Schema di prove a trazione e flessione

Parametri di resistenza del tipo B

Con riferimento alle prove di trazione e di flessione indicate in Figura 2, per il comportamento incrudente tipo B si ha:

$$f_{lt} = \frac{P_{eq}}{bh} \quad \text{resistenza iniziale a trazione;}$$

$$f_{ltf} = \frac{P_{eq} \ell}{bh^2 / 6} \quad \text{resistenza iniziale a flessione;}$$

$$f_{Ft} = \frac{P_{max}}{bh} \quad \text{resistenza a trazione;}$$

$$f_{Ftf} = \frac{P_{max} \ell}{bh^2 / 6} \quad \text{resistenza a flessione;}$$

dove P_{eq} e P_{max} sono definiti nel par. 2.3 ed h è la dimensione significativa che deve coincidere, a meno di $\pm 0,25 h_0$, con la corrispondente dimensione strutturale (h_0) a cui fa riferimento.

Parametri di resistenza del tipo C

Con riferimento alle prove di trazione e di flessione indicate in Figura 2, per il comportamento sovraresistente (tipo C) si ha:

$$f_{1t} = \frac{P_1}{bh} \quad \text{resistenza iniziale a trazione;}$$

$$f_{1tf} = \frac{P_1 \ell}{bh^2/6} \quad \text{resistenza iniziale a flessione;}$$

$$f_{Ft} = \frac{P_{\max}}{bh} \quad \text{resistenza a trazione;}$$

$$f_{Ftf} = \frac{P_{\max} \ell}{bh^2/6} \quad \text{resistenza a flessione;}$$

dove P_1 e P_{\max} sono definiti in 2.3 ed h è la dimensione significativa che deve coincidere, a meno di $\pm 0,25 h_0$, con la corrispondente dimensione strutturale a cui fa riferimento.

3.2 SEZIONI CON SFORZI NORMALI

Le sezioni rette di elementi alti a trave in calcestruzzo fibrorinforzato, con eventuali armature lente e/o pretese, sotto l'azione di sforzi assiali e momenti flettenti, vengono analizzate con le seguenti ipotesi:

- le sezioni si deformano rimanendo piane;
- vi è perfetta aderenza tra armatura e calcestruzzo fibrorinforzato;
- il calcestruzzo fibrorinforzato si comporta secondo leggi costitutive σ - ϵ i cui parametri sono appositamente sperimentati;
- gli acciai d'armatura e di precompressione si comportano secondo le proprie leggi costitutive σ - ϵ .

Per elementi alti si intendono quelli per i quali non si fanno prove di flessione su provini a tutta altezza.

Le leggi costitutive dei materiali sono comprensive dell'ipotesi di rottura in termini di deformazioni al limite ultimo.

In mancanza di rilievi sperimentali diretti, per il calcestruzzo fibrorinforzato a compressione si possono assumere i modelli σ - ϵ dati per la matrice in 3.1.7 di [4].

Per il calcestruzzo fibrorinforzato a trazione si assumono i modelli σ - ϵ descritti in Figura 3a per il tipo A e in Figura 3c per i tipi B e C, dove si è posto:

$$\epsilon_1 = \frac{f_{1td}}{E_{Fm}}$$

mentre la deformazione ultima ϵ_{Fu} a rottura si deduce da:

$$\epsilon_{Fu} = \frac{\delta_d}{\ell_{cs}} \quad \text{per il tipo A}$$

$$\epsilon_{Fu} = \frac{\delta_u}{\ell_{cs}} \quad \text{per i tipi B e C}$$

dove l'allungamento δ_u è misurato da apposite prove, mentre $\ell_{cs} = l_f/2$ avendo indicato con l_f la lunghezza delle fibre in presenza di una sola fessura (tipo A) o è uguale alla distanza tra le fessure per il tipo B e C. In via approssimata si possono assumere i modelli σ - ϵ semplificati delle Figure 3b-d dove:

$$f_d = f_{Ftd} \leq f_{1td} \quad \text{per il tipo A;}$$

$$f_d = f_{1td} \quad \text{per i tipi B e C.}$$

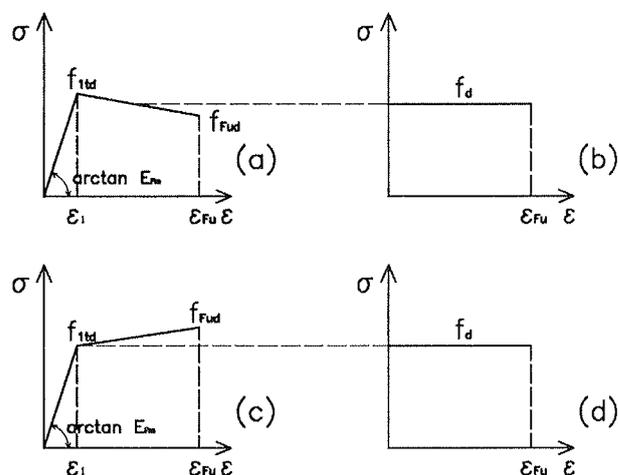


Fig. 3 Modelli σ - ϵ per il fibrorinforzato a trazione

Per gli acciai d'armatura e di precompressione si assumono i modelli σ - ϵ dati in 3.2.3 e 3.3.3 di [5].

La Figura 4 si riferisce all'analisi della sezione secondo le ipotesi sopra specificate, analisi dalla quale viene dedotto il valore del momento resistente per la verifica allo stato limite ultimo.

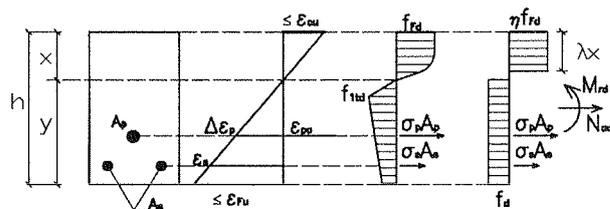


Fig. 4 Analisi della sezione

3.3 CAMPI CONTINUI DI SFORZO

Elementi senza armatura tradizionale

Per elementi a lastra in calcestruzzo fibrorinforzato soggetti a stato piano di sforzo, come le anime degli elementi a trave soggette a taglio, la verifica di resistenza si effettua con riferimento alle tensioni principali agenti nel punto più sollecitato (Fig. 5).

Posto $\sigma_x = n_x/t$, $\sigma_y = n_y/t$ e $\tau_{xy} = n_{xy}/t$ (Figura 5), le tensioni principali sono date da:

$$\sigma_{12} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right]$$

Nelle equazioni che seguono, σ_1 è il valore resistente della tensione principale considerata, σ_2 è il valore della tensione principale agente nella direzione ortogonale ed è intesa positiva se di trazione, negativa se di compressione.

La resistenza a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato si valuta con:

- comportamento degradante (tipo A):

$$\sigma_1 = f_{ltd} \quad \text{per } -0,3 f_{Fd} \leq \sigma_2 \leq f_{ltd}$$

$$\sigma_1 = f_{Ftd} + \frac{f_{ltd} - f_{Ftd}}{0,7 f_{Fd}} (f_{Fd} + \sigma_2)$$

per $-f_{Fd} \leq \sigma_2 \leq -0,3 f_{Fd}$

- Comportamenti incrudente e sovrar resistente (tipi B e C)

$$\sigma_1 = f_{Ftd}$$

per $-f_{Fd} \leq \sigma_2 \leq f_{ltd}$

$$\sigma_1 = f_{Ftd} + f_{ltd} - \sigma_2$$

per $f_{ltd} \leq \sigma_2 \leq f_{Ftd}$

La resistenza a compressione del calcestruzzo fibrorinforzato si valuta con :

$$\sigma_x = f_{Fd}$$

per $-f_{Fd} \leq \sigma_y \leq f_{Ftd}$

per tutti i tipi di comportamento.

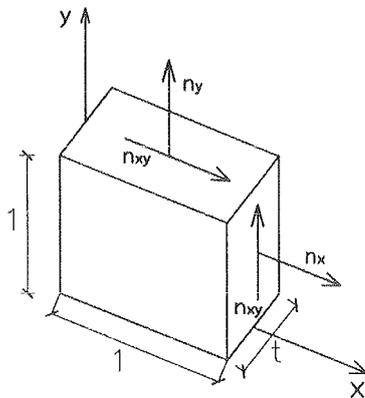


Fig. 5 Stato piano di sforzo

3.4 FLESSIONE DI PIASTRE SOTTILI

Per elementi sottili a piastra in calcestruzzo fibrorinforzato soggetti a flessione (Figura 6), la verifica di resistenza si effettua con riferimento alla massima tensione σ agente al bordo teso; tale tensione è calcolata con l'ipotesi di una distribuzione lineare a farfalla sullo spessore t della piastra stessa:

$$\sigma = \frac{m}{t^2 / 6} < f_{Ftd}$$

con m momento flettente agente sull'unità di larghezza.

Per elementi sottili di piastra si intendono quelli per i quali si fanno prove di flessione su provini a tutto spessore.

Per un'azione contemporanea di due momenti flettenti m_x e m_y agenti in direzioni ortogonali, posto:

$$\sigma_x = \frac{m_x}{t^2 / 6}$$

$$\sigma_y = \frac{m_y}{t^2 / 6}$$

la verifica si pone con:

$$\left(\frac{\sigma_x}{f_{Ftdx}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{f_{Ftdy}} \right)^2 < 1$$

ove, nel caso di isotropia in piano della resistenza, si ha

$$f_{Ftdx} = f_{Ftdy} = f_{Ftd}$$

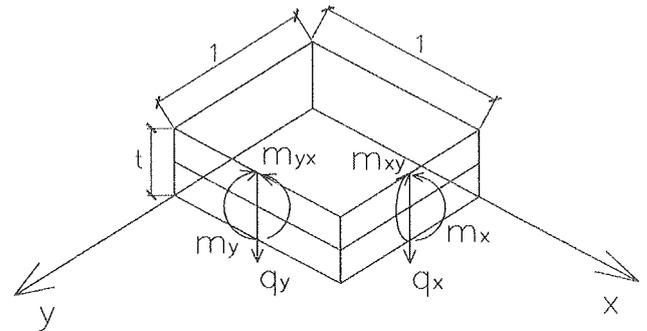


Fig. 6 Elemento di piastra inflessa

3.5 PROBLEMI DI FATICA

Dove richiesto, i prodotti devono possedere adeguata resistenza alla fatica, nei confronti cioè del processo di progressiva e permanente modifica strutturale interna dei materiali soggetti a sforzi ripetuti che può condurre ad una prematura rottura.

Il comportamento a fatica del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio dipende dal comportamento a fatica della matrice, delle armature tradizionali e dell'interfaccia fibra-matrice, oltre che dal livello tensione [6].

La verifica della resistenza a fatica del calcestruzzo compresso e dell'acciaio teso può essere fatta utilizzando le regole riportate in [4].

Si può ritenere che le fibre conferiscano un miglioramento della resistenza a fatica del calcestruzzo che si manifesta prevalentemente in presenza di sforzi di trazione.

Poiché la fatica è uno stato limite ultimo che si manifesta in presenza di carichi di esercizio, nelle verifiche è generalmente accettato il comportamento elastico della struttura e della sezione.

4. CONTROLLO DI PRODUZIONE

Nella bozza di norma si è rivolta particolare attenzione agli aspetti di controllo della produzione del calcestruzzo e del processo di produzione dei manufatti.

Innanzitutto è stabilito il criterio che la produzione di elementi strutturali realizzati con questa tecnologia potrà essere realizzata solo da aziende la cui attività

sia certificata da un ente terzo accreditato assicurando la coerenza e il coordinamento di tutte le fasi che dalla progettazione portano alla verifica di conformità del prodotto finito.

Il controllo di produzione si esercita sui seguenti livelli:

- Sistema qualità della produzione;
- Controllo dei materiali elementari;
- Controllo del calcestruzzo fibrorinforzato;

- Controlli sul prodotto finito.

In particolare per il controllo del calcestruzzo fibrorinforzato viene stabilito il criterio che la produzione possa essere avviata solo dopo l'esecuzione di prove preliminari di qualificazione del materiale tramite le quali determinare le caratteristiche meccaniche del materiale nelle effettive condizioni di impiego (vedi Tabella 1).

Tab. 1 – Prove di qualificazione

OGGETTO	PROPRIETA'	METODO	NUMERO	REGISTRAZIONE
SFRC fresco	CORRETTA MISCELAZIONE	ispezione visiva [v.1.4 (2)]	≥ 12	apposito modulo
SFRC fresco	CLASSE DI CONSISTENZA	slump test [v.1.4 (2)]	≥ 12	apposito modulo
SFRC fresco	CONTENUTO D'ACQUA	prova di essiccazione	≥ 12	apposito modulo
SFRC fresco	CONTENUTO DI FIBRE	peso dopo separazione fibrematrice [v.1.4 (10)]	≥ 12	apposito modulo
SFRC indurito	RESISTENZA COMPRESIONE	[v.1.4 (2)]	15	apposito modulo
SFRC indurito	RESISTENZA PRIMA FESSURAZIONE	prova a flessione su quattro punti [v.1.4 (1b)]	15	apposito modulo
SFRC indurito	INDICI DI DUTTILITA'	calcolo [v.1.4 (1b)]	15	apposito modulo
SFRC indurito	CARATTERISTICHE STRUTTURALI	[v.3.4]	15	apposito modulo
SFRC indurito	CONTENUTO DI FIBRE	peso dopo separazione fibrematrice [v.1.4 (10)]	≥ 12	apposito modulo

Viene poi indicato (vedi tabella 2) l'elenco delle prove da effettuare durante la produzione in modo da mantenerne i parametri sotto controllo e aggiornare i dati caratteristici del materiale nel tempo.

L'insieme delle prove mette in condizione il produttore di tenere sotto controllo tutti i parametri, com-

presi quelli caratteristici per questo materiale, relativi alle caratteristiche di duttilità e di contenuto della fibra nella miscela.

Tab. 2 – Prove durante la produzione

OGGETTO	PROPRIETA'	METODO	FREQUENZA	REGISTRAZIONE
SFRC fresco	CORRETTA MISCELAZIONE	ispezione visiva [v.1.4 (2)]	ogni giorno	apposito modulo
SFRC fresco	CLASSE DI CONSISTENZA	slump test [v.1.4 (2)]	ogni settimana	apposito modulo
SFRC fresco	CONTENUTO D'ACQUA	prova di essiccazione	ogni due settimane	apposito modulo
SFRC fresco	CONTENUTO DI FIBRE	peso dopo separazione fibrematrice [v.1.4 (10)]	ogni due settimane	apposito modulo
SFRC indurito	RESISTENZA COMPRESIONE	[v.1.4 (2)]	ogni giorno	apposito modulo
SFRC indurito	RESISTENZA PRIMA FESSURAZIONE	prova a flessione su quattro punti [v.1.4 (1b)]	ogni giorno	apposito modulo
SFRC indurito	RESISTENZE EQUIVALENTI E INDICI DI DUTTILITA'	prova di flessione su quattro punti [v.1.4 (1b)]	ogni giorno	apposito modulo
SFRC indurito	CARATTERISTICHE STRUTTURALI	[v.3.4]	ogni settimana	apposito modulo
SFRC indurito	CONTENUTO DI FIBRE	peso dopo separazione fibrematrice [v.1.4 (10)]	ogni due settimane	apposito modulo

Anche per il controllo del prodotto finito si è stabilito di realizzare prove preliminari su prototipi al vero fino a rottura prima di iniziare la produzione degli elementi strutturali.

Per i controlli continuativi sul prodotto finito sono stati individuate una serie di prove finalizzate alla ve-

rifica sul prodotto finito delle caratteristiche nominali di progetto.

In particolare è stata indicata la necessità di verificare a campione la distribuzione delle fibre nei manufatti tramite microcarotaggi secondo una procedura messa a punto e riportata tra gli allegati della bozza di norma.

5. CONCLUSIONI

Il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio si è dimostrato, negli studi sperimentali svolti in diverse parti del mondo, un ottimo materiale per le applicazioni strutturali.

Le Università e le Industrie italiane hanno svolto un ruolo importante nella ricerca e nello studio delle applicazioni di questo materiale. I risultati sperimentali confermano sistematicamente i numerosi benefici che le fibre apportano alle strutture; tra questi, si può citare la significativa riduzione dell'apertura delle fessure con i conseguenti benefici in termini di durabilità della struttura. Inoltre, le fibre in acciaio sono in grado di sostituire, almeno parzialmente, l'armatura tradizionale con gli evidenti miglioramenti che si potranno introdurre sui cicli produttivi.

Anche a livello internazionale sono allo studio normative per la progettazione ed il controllo degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato la cui emanazione sarà uno degli strumenti per la diffusione di questo materiale nella pratica costruttiva.

Il gruppo di lavoro della Sottocommissione UNI/CIS/SC4 - Prefabbricazione ha preparato un documento che è brevemente riassunto nel presente lavoro che si inserisce in questo quadro raccogliendo, oltre che gli studi e le proposte internazionali, anche le importanti esperienze che sono maturate in ambito nazionale. Una prima presentazione del documento normativo è riportata in [7].

Tra i punti oggetto di revisione, è allo studio una procedura di calcolo che metta in luce l'incremento di capacità resistente delle strutture a seconda del grado di iperstaticità delle stesse che risulta un aspetto significativo per questa tipologia di costruzioni.

Il documento è ancora in fase di messa a punto e le regole proposte sono attualmente oggetto di ulteriore verifica per la stesura della versione definitiva che costituirà le linee guida a disposizione della comunità dei progettisti e dei costruttori.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI 11039 – 2003, “Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio – parte I: Definizioni, classificazione e designazione – parte II: Metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità”.
- [2] E07001291, Parte I: Definizioni, classificazione e designazione.
- [3] CANGIANO S., CUCITORE R., PLIZZARI G.A. – 2002, “A new proposal for the evaluation of fracture properties of steel fiber reinforced concrete”, 6th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, König, G.,

Dehn, F., e Faust Eds., Lipsia, 16-20 Giugno, pp. 873-886.

[4] CEN prEN 1992-1-1 – 2003, Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings.

[5] CEN EN 1990 – 2002, “Basis of structural design”.

[6] DI PRISCO M., PLIZZARI G.A. (Eds) – 2003, “La meccanica della frattura nel calcestruzzo ad alte prestazioni”, Giornata di studio del Gruppo Italiano Frattura, Università degli studi di Brescia, 16 Novembre 2001.

[7] DI PRISCO M., FAILLA C., PLIZZARI G.A., TONIOLO G. – 2002, Criteri informativi della nuova norma UNI sul progetto degli elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato, Congresso CTE, Mantova, Giugno, pp. 547-556.

[8] CEN/TC229/WG3/TG7: “Metallic fibres concrete, doc. N61E – Precast concrete products – General rules for factory production control of metallic fibre concrete”.

[9] UNI 11037 – 2003, “Fibre d'acciaio da impiegare nel confezionamento di conglomerato cementizio rinforzato”.

[10] RILEM 162 – TDF – 2001, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Recommendation on Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete”.

[11] RILEM TC 162-TDF – 2000, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending Test”, Materials and Structures, N° 33, 3-5.

[12] RILEM 162 – TDF – 2002, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Design of steel fibre reinforced concrete using σ -w method: principles and applications, 35, 262-278.

[13] RILEM TC 162-TDF –2000, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ - ϵ Design Method”, Materials and Structures, 33, 75-81.

[14] WALRAVEN J. –1999, “Structural member design with new types of concretes; fibre-reinforced concrete”, Studi e Ricerche, Scuola di perfez. Costruzioni in c.a., 20, pp.197-229.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare tutti i membri del gruppo di lavoro della Sottocommissione UNI/CIS/SC4- Prefabbricazione per la competente partecipazione.

RINFORZO A FLESSIONE DI TRAVI DI CALCESTRUZZO ARMATO CON RETE DI CARBONIO E MATRICE CEMENTIZIA: RISULTATI SPERIMENTALI

Angelo Di Tommaso¹, Francesco Focacci², Giovanni Mantegazza³

¹ Professore ordinario di Scienza delle Costruzioni.

² Professore a contratto, DCA, Università IUAV, Venezia.

³ Direttore tecnico Ruredil S.p.A., S. Donato Milanese, Milano.

SOMMARIO

In questo articolo sono descritti i risultati sperimentali di prove di flessione di travi di calcestruzzo armato rinforzate con rete di carbonio e matrice cementizia. I risultati, in termini di diagrammi carico-freccia, sono confrontati con quelli relativi a provini di riferimento non rinforzati e con quelli relativi a provini rinforzati con fibre unidirezionali di carbonio e matrice epossidica. La crisi delle travi avviene per perdita di aderenza tra i rinforzi ed il supporto; il rinforzo incrementa in ogni caso il carico di collasso delle travi. Vengono infine stimate le dilatazioni dei rinforzi all'atto del distacco dal supporto.

SUMMARY

In this paper the experimental results of bending tests on concrete beams reinforced with carbon net and cementitious matrix are presented. These experimental results, in terms of load-deflection diagrams, are compared with results of unreinforced specimens and of carbon sheet and epoxy matrix reinforced specimens. The failure of the reinforced beams is due to the debonding of the reinforcing material from the support. An estimation of the strain in the reinforcing material at debonding is given.

1. PREMESSA

Il rinforzo con materiali compositi FRP (Fiber Reinforced Polymer) di elementi strutturali di calcestruzzo armato rappresenta ormai una tecnica di comprovata efficacia [1], [2], [3]. Il materiale di rinforzo è costituito da fibre (solitamente di carbonio, di vetro o aramidiche) e viene reso solidale alla superficie dell'elemento da rinforzare mediante resina epossidica. La resina epossidica funge quindi sia da matrice per il composito che da elemento di incollaggio tra il rinforzo e la superficie di calcestruzzo.

In questa nota è descritta una ricerca a carattere prevalentemente sperimentale volta alla valutazione dell'efficacia di un sistema di rinforzo a flessione realizzato con rete di fibre di carbonio e matrice cementizia (FRCM: Fiber Reinforced Cementitious Matrix). Il sistema di rinforzo

è identificato dal nome commerciale Ruredil XMesh C10/M50.

I risultati relativi ai provini rinforzati con FRCM sono confrontati con quelli di provini non rinforzati e con quelli di provini rinforzati con CFRP (Ruredil X Wrap 310).

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Descrizione dei provini

Per le prove sono state utilizzate 8 travi di calcestruzzo armato, le cui caratteristiche geometriche sono rappresentate in figura 1.

Delle suddette 8 travi:

- due non sono state rinforzate (denominate B1 e B2, provini di riferimento);

- due sono state rinforzate con due strati di FRCM all'intradosso (denominate A1 e A2, figura 2);
- due sono state rinforzate con uno strato di FRCM disposto all'intradosso ed uno disposto all'intradosso e ripiegato sulle superfici laterali (denominate C1 e C2, figura 3);
- due sono state rinforzate con due strati di FRCM all'intradosso e con fasce a U alle estremità (denominate D1 e D2, figura 4);

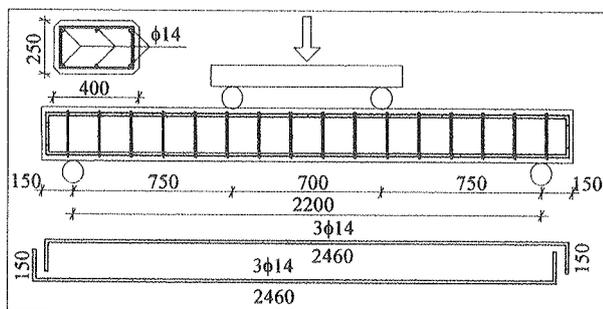


Figura 1. - Geometria dei provini.

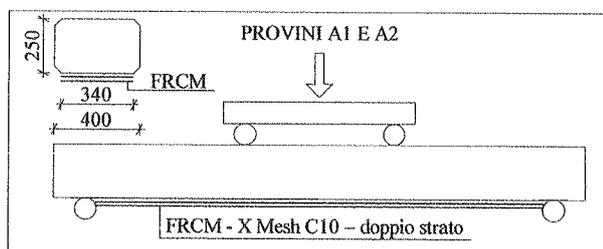


Figura 2. - Provini A: due strati di FRCM all'intradosso.

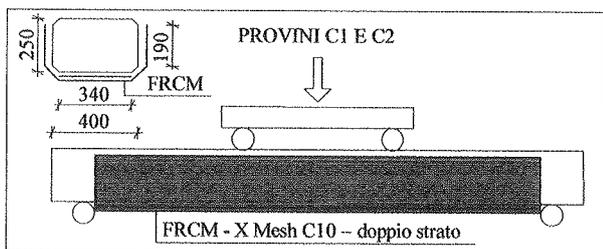


Figura 3. - Provini C: due strati FRCM all'intradosso di cui uno ripiegato sulle superfici laterali.

2.2 Materiali

La resistenza a compressione del calcestruzzo è stata valutata mediante prove su cubetti (sono stati testati tre cubetti per ogni getto), mentre le tensioni di snervamento e di rottura dell'acciaio sono state valutate con prova di trazione su una barra rimossa da una delle travi dopo la prova di flessione.

Il prodotto FRCM utilizzato è costituito da una rete di fibre di carbonio bilanciata (stessa sezione di fibre nelle due direzioni ortogonali) di peso 214 g/m^2 ; la maglia della rete è di circa 1 cm.

Il prodotto CFRP utilizzato è costituito un foglio con fibre unidirezionali di carbonio di peso 310 g/m^2 .

La tabella 1 riassume le caratteristiche dei rinforzi considerati dichiarate dal produttore; si precisa che le caratteristiche meccaniche sono riferite allo spessore delle sole

- due sono state rinforzate con uno strato di CFRP unidirezionale e fasce a U alle estremità (denominate E1 e E2, figura 5).

Di tutti i provini è stata effettuata una prova di flessione su quattro punti con acquisizione del carico e della freccia in mezzzeria, secondo lo schema di figura 6. Raggiunti i carichi di 30 kN e 70 kN le travi sono state scaricate e ricaricate.

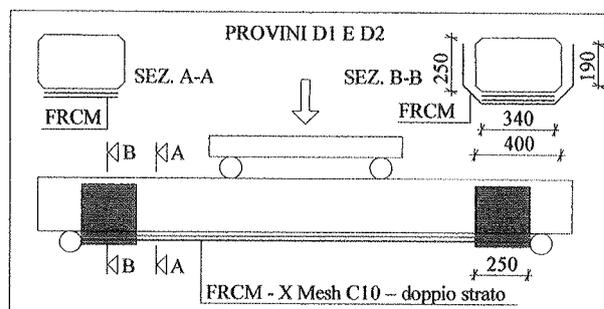


Figura 4. - Provini D: due strati di FRCM all'intradosso e fasce a U alle estremità.

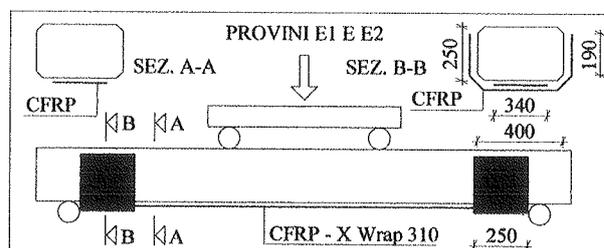


Figura 5. - Provini E: uno strato di CFRP fasce a U alle estremità.

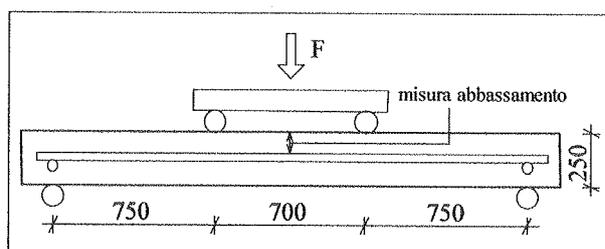


Figura 6. - Schema di prova.

fibre e che per quanto riguarda la rete si fa riferimento alle sole fibre in una delle due direzioni della maglia.

Tabella 1 - Caratteristiche dei rinforzi impiegati. f_{ft} : resistenza a trazione; E_f : modulo elastico; ϵ_{ft} : dilatazione di rottura.

Rinforzo	Spessore di fibre (mm)	f_{ft} (MPa)	E_f (MPa)	ϵ_{ft} (‰)
FRCM	0.047	3500	240000	15
CFRP	0.17	3500	240000	15

La tabella 2 riassume le caratteristiche dei provini, incluse le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio.

Tabella 2. - Caratteristiche dei provini. R_c : resistenza a compressione cubica del calcestruzzo (media di tutti i cubetti testati); f_y : tensione di snervamento dell'acciaio; f_t : tensione di rottura dell'acciaio; A_f : sezione delle sole fibre del rinforzo.

Provino	Tipo di matrice	R_c (MPa)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	A_f (mm ²)
A	cementizia	47.68	523.15	619.84	31.96
B	--				--
C	cementizia				49.82
D	cementizia				31.96
E	epossidica				42.50

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Diagrammi carico-freccia

I diagrammi carico - freccia sperimentali sono tracciati nelle figure dalla 7 alla 10 (per maggiore facilità di lettura, nelle figure non sono riportati i rami di scarico e ricarico). I carichi di collasso di tutti i provini sono riportati in tabella 3. In figura 11 sono tracciati i diagrammi carico-freccia medi di ogni coppia di provini uguali.

Nei diagrammi carico-freccia dei provini non rinforzati si osserva una fase non fessurata (primo tratto), una fase fessurata con acciaio ancora in fase elastica (fino al punto di ginocchio, corrispondente allo snervamento dell'acciaio teso) ed una fase con acciaio snervato, in cui il carico cresce (moderatamente) grazie all'incrudimento dell'acciaio ed all'aumento del braccio della coppia interna.

I diagrammi dei provini rinforzati ricalcano quelli dei provini non rinforzati fino allo snervamento dell'acciaio; dopo questo evento il carico può ancora crescere in misura considerevole grazie al comportamento elastico lineare fino a rottura del rinforzo fibroso, nel quale la trazione continua ad aumentare con la curvatura.

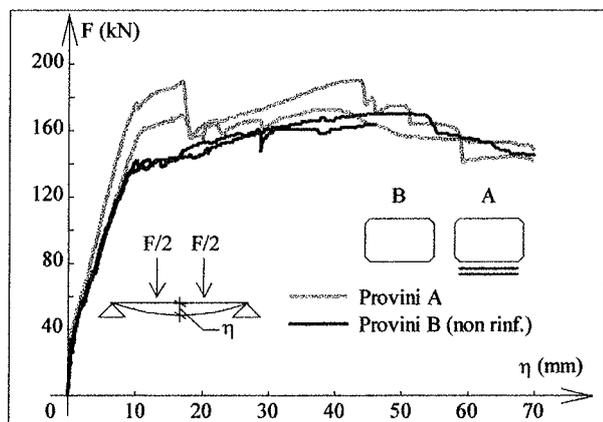


Figura 7. - Risultati sperimentali: provini A e B.

Rispetto ai provini non rinforzati, per tutti i provini rinforzati è stato registrato un aumento del carico di snervamento dell'acciaio (dovuto al contributo del rinforzo che assorbe una parte delle trazioni) ed un aumento del carico di collasso; il tipo di crisi è risultato più duttile nei casi di matrice cementizia (che evidentemente ha consentito gradualmente scorrimenti delle fibre e quindi uno scarico graduale di queste in prossimità del collasso) rispetto ai casi di matrice

epossidica, per i quali si è invece avuto un maggiore incremento del carico di collasso.

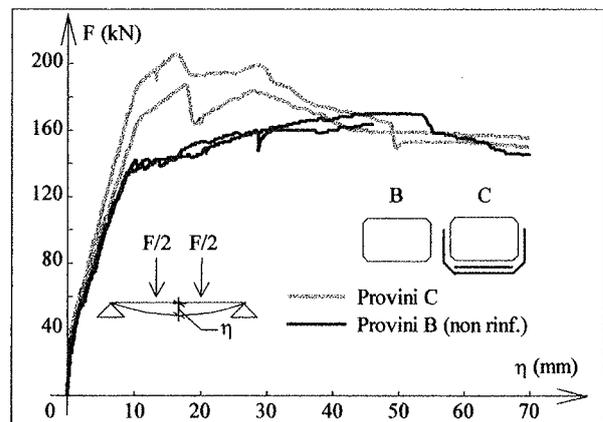


Figura 8. - Risultati sperimentali: provini C e B.

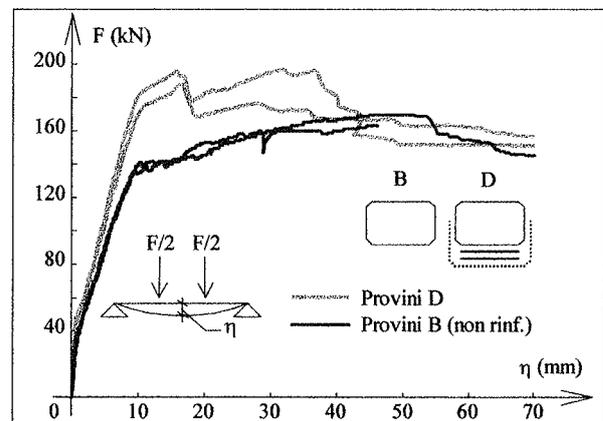


Figura 9. - Risultati sperimentali: provini D e B.

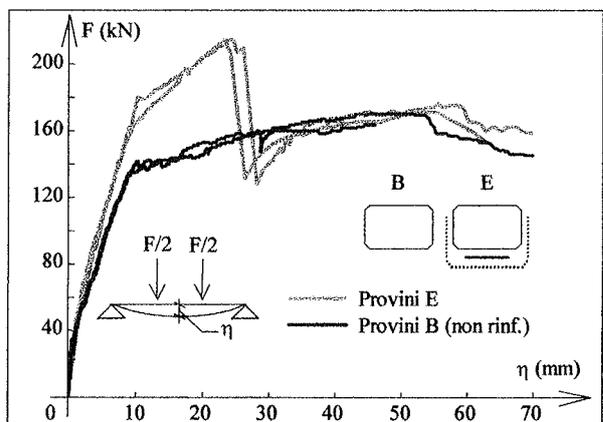


Figura 10. - Risultati sperimentali: provini E e B.

In tutti i casi, dopo l'annullamento dell'effetto del rinforzo, i diagrammi carico - spostamento si sono assestati ricalcando quelli dei provini non rinforzati. In tutti i provini rinforzati si sono osservate fessure più ravvicinate e meno aperte rispetto ai provini non rinforzati, a conferma del trasferimento di tensioni tangenziali di interfaccia tra rinforzo e supporto.

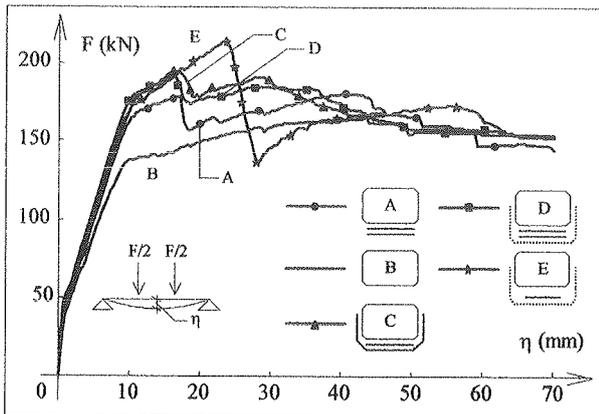


Figura 11. - Diagrammi carico-freccia medi di ogni coppia di provini uguali.

Tabella 3. - Risultati sperimentali. F_u : carico massimo.

PROV.	DESCRIZIONE	F_u (kN)	MEDIE (kN)	INCR. (%)
A1	Due strati FRCM	172.44	181.36	+ 8.90
A2		190.28		
B1	Senza rinforzo	163.07	166.54	--
B2		170.00		
C1	Due strati di FRCM di cui uno ripiegato.	187.37	196.30	+ 17.87
C2		205.23		
D1	Due strati di FRCM e fasce a U.	197.16	192.62	+ 15.66
D2		188.07		
E1	Uno strato di CFRP e fasce a U.	215.75	214.91	+ 29.04
E2		214.07		

3.2 Modi di crisi

Tutti i provini hanno manifestato una crisi di tipo flessionale, in particolare:

- i provini non rinforzati (B1 e B2) hanno raggiunto il collasso per compressione del calcestruzzo con armature metalliche in stato di avanzata plasticizzazione (figura 12);
- nei provini A1 e A2 si è avuto il distacco del rinforzo intradossale (rete e malta cementizia) con armature metalliche già plasticizzate, seguito dalla crisi per compressione del calcestruzzo; presumibilmente il distacco è stato preceduto da una fase di scorrimento delle fibre all'interno della malta cementizia (figura 13);
- nei provini C1 e C2, dopo lo snervamento delle armature metalliche, si sono osservati notevoli scorrimenti delle fibre nella malta cementizia (le fibre erano chiaramente visibili tra i lembi delle fessure) e quindi il contributo del rinforzo è diminuito gradualmente fino ad annullarsi; all'atto della crisi, per compressione del calcestruzzo, non si è avuto il distacco globale del pacchetto di rinforzo (figura 14);
- i provini D1 e D2 hanno avuto comportamento simile ai precedenti ma con carico di collasso leggermente inferiore, per la minore quantità di rinforzo (figura 15);
- nei provini E1 e E2, dopo lo snervamento delle armature metalliche, si è avuto il distacco improvviso del rinforzo, che si è innescato in una delle due sezioni caricate e propagato verso l'estremità della trave (figura 16).

La crisi è risultata più duttile per i provini rinforzati con FRCM che per i provini rinforzati con CFRP in quanto nei primi si ha un graduale scarico del rinforzo (dovuto agli scorrimenti tra matrice e fibre), mentre nei secondi si ha il distacco improvviso dell'intero rinforzo. Questa differenza di comportamento si è sistematicamente ripetuta per tutti i provini testati: dopo il picco, le curve carico-freccia dei provini rinforzati con FRCM si riportano gradualmente su quelle dei provini non rinforzati, mentre le curve carico-freccia dei provini rinforzati con CFRP presentano, sempre dopo il picco, una repentina diminuzione di carico.

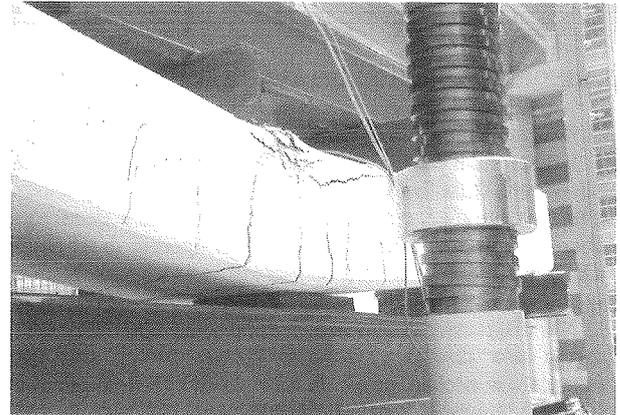


Figura 12 a. - Crisi di un provino non rinforzato.

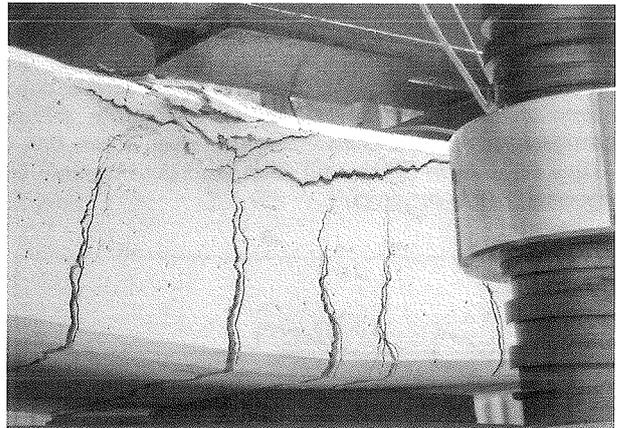


Figura 12 b. - Crisi di un provino non rinforzato.



Figura 13 a. - Provino A1.

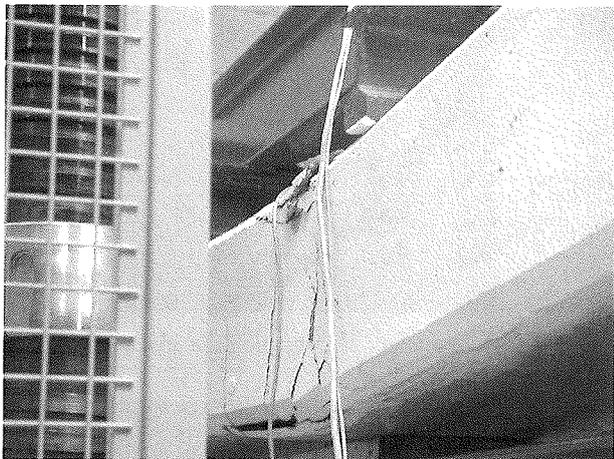


Figura 13 b. - Provino A1: distacco del rinforzo e crisi.

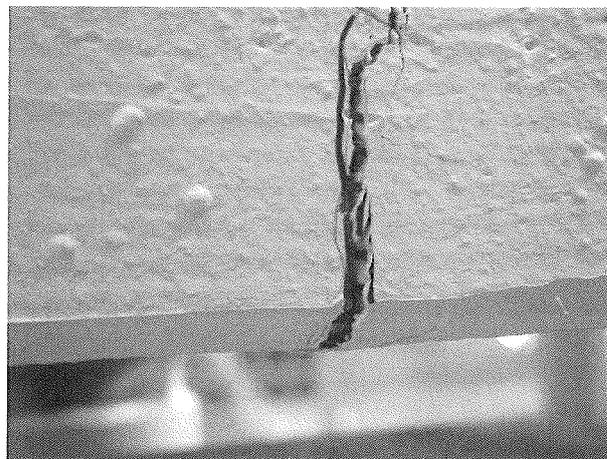


Figura 14 b. - Provino C2: scorrimenti delle fibre.

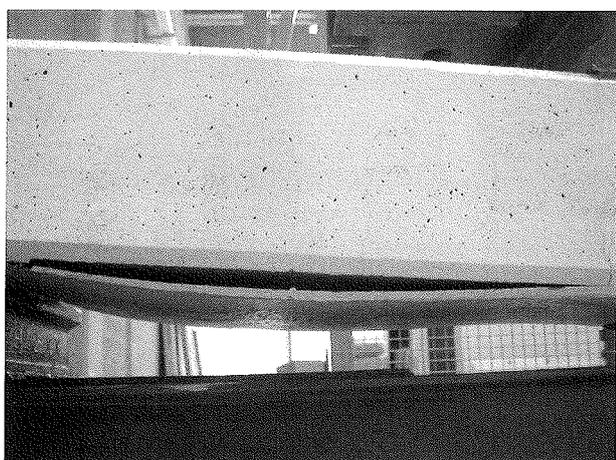


Figura 13 c. - Provino A1: distacco del rinforzo.

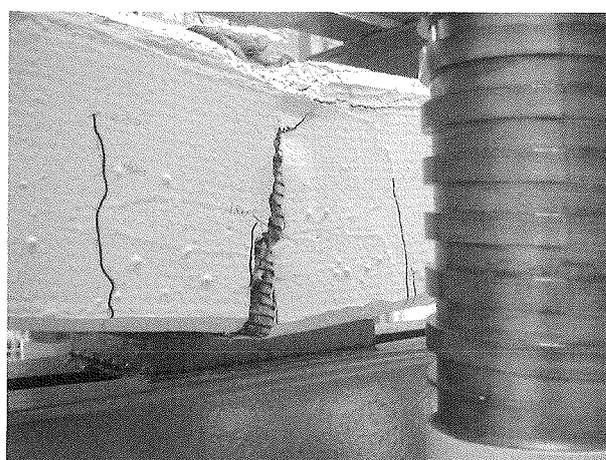


Figura 14 c. - Provino C2: scorrimento delle fibre.

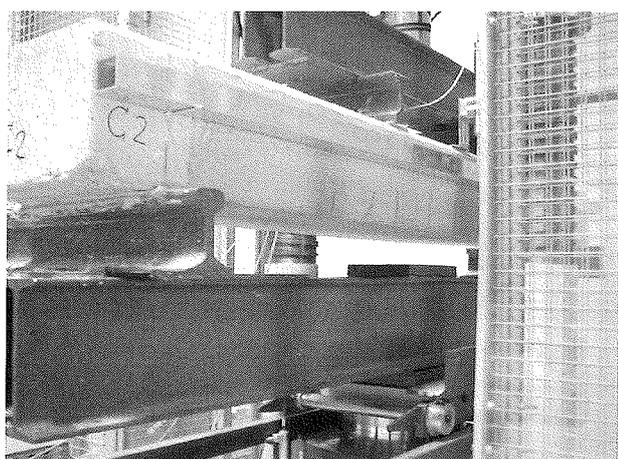


Figura 14 a. - Provino C2.



Figura 14 d. - Provino C2. Dettaglio della crisi in zona tesa.

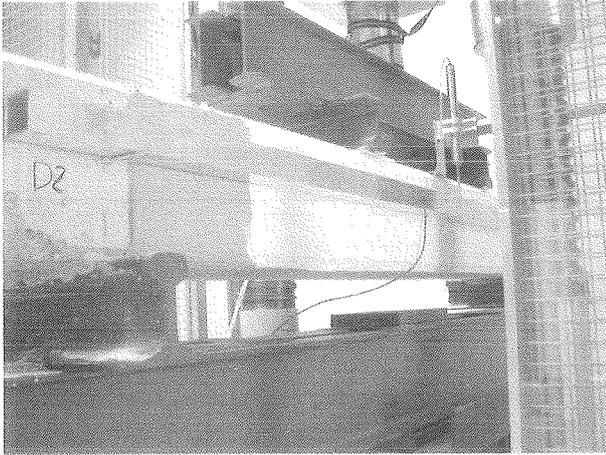


Figura 15 a. - Provino D2.



Figura 15 d. - Provino D1. Dettaglio della crisi in zona tesa.

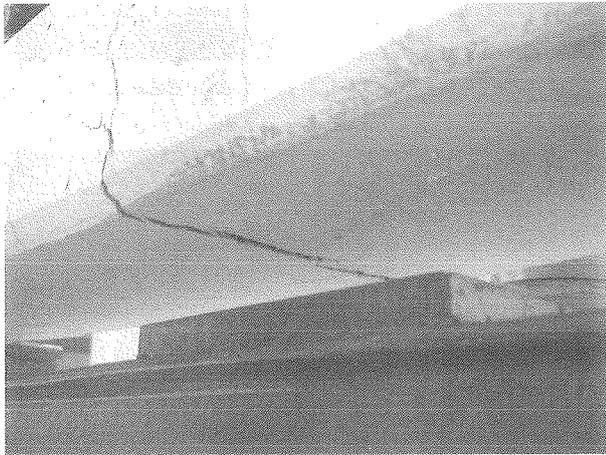


Figura 15 b. - Provino D1. Fessura flessionale.

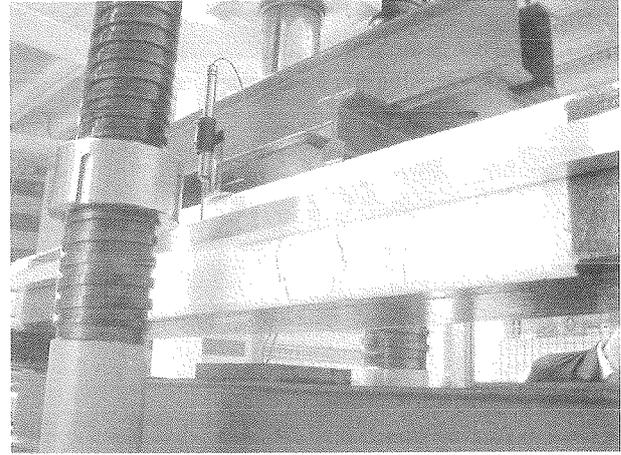


Figura 16 a. - Provino E2.

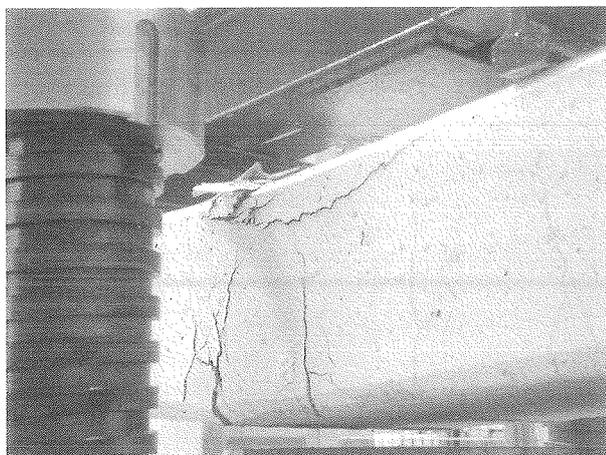


Figura 15 c. - Provino D1. Scorrimento delle fibre.

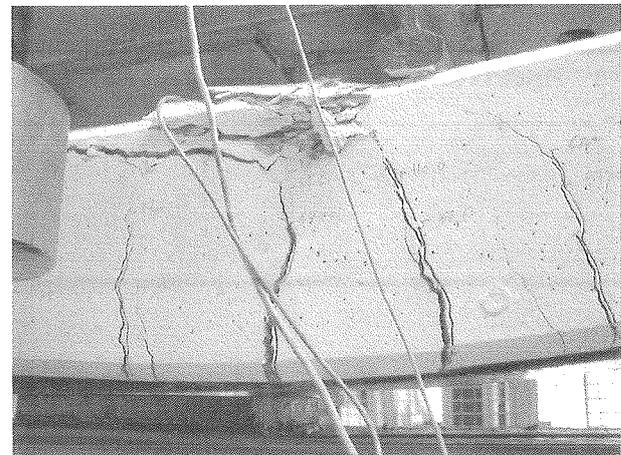


Figura 16 b. - Provino E2. Crisi del calcestruzzo.

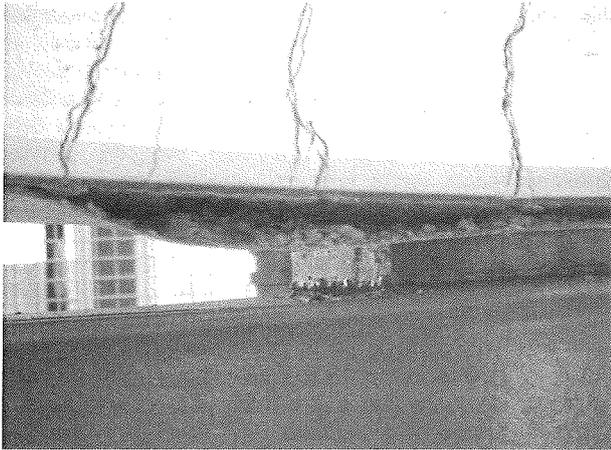


Figura 16 c. - Provino E2. Distacco del rinforzo.

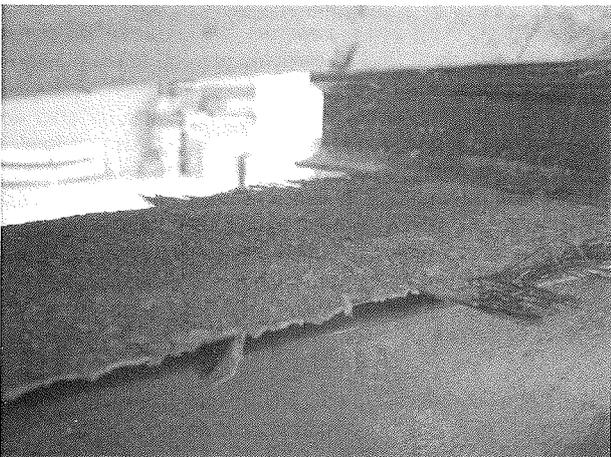


Figura 16 d. - Provino E1. Rinforzo dopo il distacco.

4. ANALISI DEI RISULTATI

I diagrammi carico-freccia sperimentali sono stati confrontati con quelli che si ottengono mediante una semplice modellazione basata sulla conservazione delle sezioni piane (con le caratteristiche meccaniche dei materiali di tabella 1). In particolare, sono stati preventivamente determinati i diagrammi momento-curvatura dei conci considerando lo schema di figura 17 e successivamente, sulla base di questi, sono stati determinati i diagrammi carico-freccia per integrazione. Nel modello si considera la perfetta aderenza (uguaglianza delle dilatazioni all'interfaccia) tra il rinforzo e l'intradosso della trave.

In figura 18 è mostrato, per i provini A e B (curve sperimentali medie), il confronto tra i risultati del modello e i risultati sperimentali. Si può osservare che l'accordo è abbastanza buono fino al punto S evidenziato sulle curve. Questo denuncia che le ipotesi del modello, ed in particolare la perfetta aderenza tra il rinforzo e il supporto, risultano abbastanza ben verificate fino ad un certo livello di dilatazione del rinforzo al di là del quale si manifestano scorrimenti delle fibre nella matrice cementizia e il contributo del rinforzo diminuisce, fino ad annullarsi quando la curva sperimentale del provino rinforzato si riporta su quella del provino non rinforzato. È quindi di interesse la determinazione di questo

livello di dilatazione, al disotto del quale il rinforzo può considerarsi perfettamente aderente.

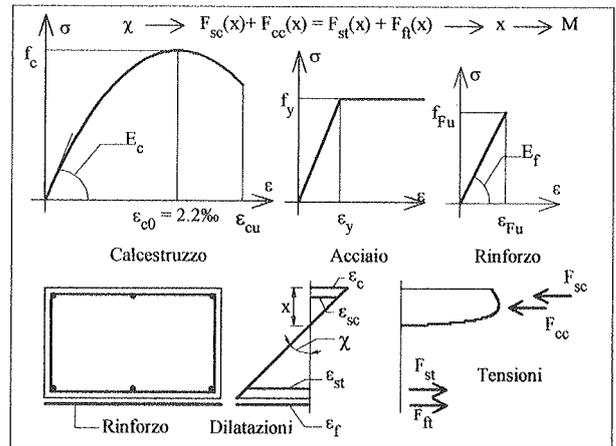


Figura 17. - Schema per la determinazione dei diagrammi momento-curvatura ($M-\chi$).

Se F_S è la forza applicata al provino in corrispondenza del punto S (inizio degli scorrimenti), il corrispondente momento massimo nel provino è dato da:

$$M_S = \frac{F_S}{2} L_1 \quad (1)$$

dove con L_1 si è indicata la distanza tra un appoggio ed il più vicino punto di applicazione del carico. A questo punto, essendo noti i diagrammi momento-curvatura delle sezioni (figura 19), è immediato determinare la massima dilatazione del rinforzo corrispondente alla forza F_S (dilatazione al disopra della quale iniziano gli scorrimenti relativi):

$$\epsilon_S = \chi_S (H - x_S) \quad (2)$$

essendo χ_S e x_S la curvatura e la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso corrispondenti a M_S e H l'altezza della sezione.

Procedendo come descritto per tutte le configurazioni di rinforzo considerate, si determina un valore di ϵ_S per ogni configurazione di rinforzo. I risultati del procedimento sono riassunti in tabella 4.

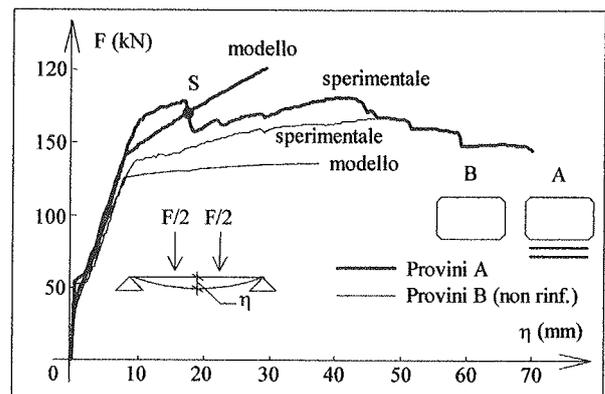


Figura 18. - Confronto analitico-sperimentale: provini A e B.

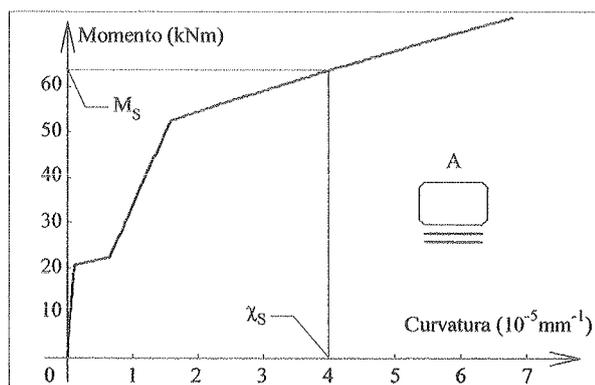


Figura 19. - Diagramma momento-curvatura per i provini A.

Tabella 4. - Quantità all'inizio dello scorrimento (punto S).

Provini	F_S (kN)	M_S (kNm)	χ_S (mm^{-1})	x_S (mm)	ε_S (‰)
A	169.91	63.75	$4.01 \cdot 10^{-5}$	38.04	8.51
C	180.66	67.75	$4.26 \cdot 10^{-5}$	38.29	9.02
D	171.04	64.14	$4.17 \cdot 10^{-5}$	38.48	8.83
E	205.71	77.15	$5.54 \cdot 10^{-5}$	36.52	11.83

5. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

La sperimentazione sopra descritta e l'analisi svolta mostrano che il calcolo del rinforzo a flessione di una trave di calcestruzzo armato può effettuarsi con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e quindi di perfetta aderenza tra il rinforzo ed il supporto, a patto che nel rinforzo non venga superata la dilatazione che ne produce i primi scorrimenti rispetto al supporto. Questo equivale ad affermare che, nella determinazione del momento ultimo di una sezione rinforzata, possono adottarsi gli approcci consueti per il calcestruzzo armato, considerando una resistenza a trazione di calcolo del rinforzo pari a

$$f_{td} = \frac{\varepsilon_S E_f}{\gamma_f} \quad (3)$$

essendo γ_f un coefficiente di sicurezza.

È infine da osservare che, in un caso concreto, la struttura (salvo casi particolari) viene rinforzata sotto carico (carichi permanenti presenti all'atto del rinforzo). Pertanto l'ipotesi di perfetta aderenza tra rinforzo e supporto deve essere considerata solo per i carichi che vengono applicati alla struttura dopo l'intervento di rinforzo. In altre parole, mentre per i risultati qui considerati (rinforzo a struttura scarica) l'ipotesi di perfetta aderenza impone l'uguaglianza tra la dilatazione dell'intradosso e la dilatazione del rinforzo, nella maggior parte delle applicazioni la dilatazione del rinforzo risulta data da:

$$\varepsilon_f = \chi(H - x) - \varepsilon_{ren} \quad (4)$$

essendo ε_{ren} la dilatazione del supporto all'atto dell'applicazione del rinforzo.

6. CONCLUSIONI

La presente relazione mostra l'efficacia del rinforzo a flessione di una trave di calcestruzzo armato realizzato con

una rete di carbonio immersa in una matrice cementizia (FRCM). Per tutte le prove effettuate si è ottenuto un miglioramento delle prestazioni flessionali rispetto ai provini di riferimento non rinforzati. L'aumento del carico di collasso è risultato compreso tra il 9% e il 18% a seconda della configurazione di rinforzo (benefici maggiori possono presumibilmente essere raggiunti adottando un numero di strati superiore). Il confronto tra i risultati teorici basati sull'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e i risultati sperimentali mostra la sostanziale applicabilità dell'ipotesi fino a dilatazioni del rinforzo tra l'8‰ e il 9‰. Per dilatazioni superiori si sono manifestati scorrimenti delle fibre nella matrice e una graduale perdita di efficacia del rinforzo. Il dimensionamento dei rinforzi può quindi essere effettuato considerando la perfetta aderenza tra rinforzo e supporto e limitando la tensione nel rinforzo.

L'incremento di carico di collasso ottenuto con rete e malta cementizia (FRCM) è risultato inferiore a quello ottenuto con foglio a fibre unidirezionali di carbonio e resina epossidica (CFRP), che è stato del 29%. Questo sia per la maggiore sezione di fibre di carbonio presenti (circa il 30% in più), sia per un limite di aderenza superiore (il distacco è avvenuto alla dilatazione del 12‰). Per contro, la crisi dei provini con resina epossidica è risultata più fragile in quanto il rinforzo si è staccato istantaneamente dal supporto facendo repentinamente mancare il suo contributo, mentre, nel caso della malta cementizia, la crisi è stata più duttile in quanto il contributo del rinforzo è venuto a mancare gradualmente a causa di scorrimenti delle fibre all'interno della matrice.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] CNR-DT 106/98, 1998, L'impiego di armature non metalliche nel calcestruzzo armato, CNR - BOLLETTINO UFFICIALE Parte IV - Documento tecnico.
- [2] Fib CEB-FIP Bulletin 14 (Task Group 9.3), 2001, Externally bonded FRP reinforcement for RC Structures, Technical Report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures.
- [3] ARDUINI, DI TOMMASO, NANNI, 1997, Brittle failure in FRP plate and sheet bonded beams, ACI Structural Journal, vol. 4, luglio - agosto 1997.
- [4] NANNI, FOCACCI, COBB, 1998, Proposed Procedure for the Design of RC Flexural Members Strengthened with FRP Sheets, Atti del convegno ICCI-98, Tucson, AZ, 5 - 7 gennaio 1998, Vol. I, pp.187-201.
- [6] DI TOMMASO, ARDUINI, FOCACCI, RUSSO, 2002, Le strutture in materiale composito, Capitolo XVIII del testo "Ingegneria delle strutture" di Elio Giangreco, Vol. III, UTET.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano i tecnici del Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dello IUAV ed in particolare i Signori Carlo Tedeschi e Mario Celebrin.

ALCUNE CONSIDERAZIONI RIGUARDANTI LE PROVE DI CARICO RELATIVE AD UNA STRUTTURA PRESOLLECITATA COMPOSITA (PCS)

Antonello Gasperi¹, Agostino Marioni²

¹ Ingegnere civile, libero professionista, Modena.

² Ingegnere civile, Presidente della Società ALGA S.p.A., Milano.

Sommario

Nella memoria, al fine di illustrare alcune caratteristiche e prestazioni delle strutture presollecitate composite denominate PCS, si descrive una generica PCS. Si descrive, poi, la PCS 2 che comprende una struttura primaria ed una struttura presollecitante di acciaio. La struttura primaria comprende un tegolo TT prefabbricato di cemento armato precompresso. Successivamente si descrivono: una prova di carico effettuata su un tegolo TT (isolato) uguale al tegolo TT appartenente alla struttura primaria compresa nella PCS 2, una prova di tesatura effettuata sulla PCS 2 ed una prova di carico effettuata sulla PCS 2 stessa. Si riportano, infine, alcune osservazioni riguardanti le prove suddette.

Summary

In this paper, in order to describe some characteristics and performances of prestressed composite structures named PCS, a generic PCS is described. Then the PCS 2 is described which comprises a primary structure and a steel prestressing structure; the primary structure comprises a precast prestressed concrete TT element. Afterwards the following tests are described: a load test on a TT element "alone" which is equal to the TT element belonging to the primary structure comprised in the PCS 2, a tensioning test on the PCS 2 and a load test on the PCS 2 itself. Finally some considerations concerning the tests are issued.

1. Premessa

Le strutture presollecitate composite denominate PCS¹ (acronimo di Prestressed Composite Structure), costituiscono una tipologia di strutture che si ritiene possa essere vantaggiosamente impiegata in molti casi ed, in particolare, nei casi in cui sono richieste grandi luci e notevoli capacità portanti.

Nella memoria dapprima si descrive, a titolo di esempio, una (generica) PCS e si riportano alcune osservazioni di carattere generale relative alle PCS; successivamente si illustrano le prove effettuate relative ad una PCS (indicata con la sigla "PCS 2") realizzata in cemento armato precompresso ed in acciaio.

2. Alcune considerazioni sulle PCS

Dapprima, al fine di descrivere le PCS ed alcune loro caratteristiche e prestazioni, in riferimento alla figura 1, si descrive una (generica) PCS.

La PCS (1) è semplicemente appoggiata alle sue estremità in corrispondenza di un vincolo schematizzabile con una cerniera e di un vincolo schematizzabile con un carrello a scorrimento longitudinale²; alla PCS (1) sono applicati carichi concentrati Q verticali. La PCS (1) comprende una struttura primaria (2) ed una struttura presollecitante (3).

La struttura primaria comprende una trave (2a) ad asse rettilineo ed orizzontale, elementi di contrasto di estremità (2b), (2c) uniti alla trave ed elementi di contrasto intermedi

(2d) uniti alla trave medesima; la struttura primaria comprende anche elementi distanziatori (2e) uniti alla trave stessa.

La trave (2a) è realizzata in cemento armato precompresso³.

La struttura presollecitante è realizzata in acciaio e comprende un puntone (3a), a sviluppo longitudinale, un tirante (3b), a sviluppo longitudinale, avente le estremità ancorate alle estremità del puntone ed elementi di collegamento intermedi (3c) che collegano il tirante ed il puntone; ciascun elemento di collegamento intermedio è costituito da un insieme di aste e da un elemento deviatore posto a contatto con il tirante. Ciascun elemento distanziatore (2e) è posto a contatto con il puntone; gli elementi distanziatori, nei punti in cui sono posizionati, mantengono in direzione orizzontale trasversale⁴ la struttura presollecitante nella corretta posizione rispetto alla struttura primaria.

La struttura presollecitante è a contatto con la struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi distanziatori.

Nella PCS (1) sono permessi gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura presollecitante e la struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi, degli elementi distanziatori e dell'elemento di contrasto di estremità (2c); si fa presente che, in corrispondenza di un punto, e cioè in corrispondenza dell'elemento di contrasto di estremità (2b), sono impediti gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura presollecitante e la struttura primaria⁵.

¹ Le PCS sono state ideate e studiate da Antonello Gasperi; successivamente è stata svolta una Ricerca dalla Società ALGA S.p.A., con il coordinamento generale di Agostino Marioni e con la consulenza tecnica di Antonello Gasperi; nell'ambito di tale Ricerca sono state effettuate numerose prove sperimentali relative alle PCS; tali prove hanno confermato i risultati ottenuti per via teorica. Si fa presente che le prove descritte nella presente memoria fanno parte delle prove sperimentali eseguite nell'ambito della suddetta Ricerca.

² Nella figura 1 la PCS (1) è illustrata parte in vista e parte in sezione longitudinale.

³ Si fa presente che la trave è precompressa (ad esempio) mediante trefoli pretesi. La suddetta trave è dotata di sezione chiusa, del tipo "a cassone".

⁴ Nei piani, cioè, ortogonali all'asse longitudinale della struttura primaria.

⁵ Di regola, in una PCS, gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura presollecitante e la struttura primaria sono impediti in corrispondenza di un punto, ad esempio in corrispondenza di uno dei due elementi di contrasto di

Durante la realizzazione della PCS (1), il tirante (3b) viene teso mediante martinetti idraulici che fanno contrasto con il puntone (3a); durante la tesatura si ha che il tirante, soggetto ad uno sforzo normale di trazione, si allunga scorrendo longitudinalmente rispetto al puntone e si ha che il puntone, soggetto ad uno sforzo normale di compressione, si accorcia scorrendo in direzione longitudinale rispetto alla struttura primaria, a meno della estremità del puntone stesso posta a contatto con l'elemento di contrasto di estremità (2b).

In esercizio la struttura presollecitante, in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di contrasto di estremità applica alla struttura primaria forze che sono dovute alla tesatura del tirante (3b), effettuata durante la realizzazione della PCS (1), ed ai carichi Q applicati alla PCS (1) stessa; tali forze inflettono la struttura primaria, inducendo nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; tale sforzo normale è dovuto alle forze di attrito che si generano in corrispondenza dei punti in cui la struttura presollecitante e la struttura primaria sono a contatto. In particolare la struttura presollecitante, in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di contrasto di estremità, per effetto della tesatura del tirante applica alla struttura primaria un sistema di forze di presollecitazione il quale inflette la struttura primaria, inducendo nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile, dovuto alle forze di attrito. Le forze applicate dalla struttura presollecitante alla struttura primaria sgravano lo stato di sollecitazione della struttura primaria stessa dovuto ai carichi Q applicati alla PCS (1).

Di seguito si riportano alcune osservazioni di carattere generale relative alle PCS.

Le PCS possono essere adottate per la realizzazione di grandi maglie strutturali e/o in presenza di ingenti carichi. Utilizzando una PCS al posto di una trave tradizionale di pari prestazioni, di regola si ottiene una diminuzione dei pesi propri strutturali; tale diminuzione dei pesi propri varia a seconda della tipologia della struttura primaria ed a seconda dei materiali previsti per la realizzazione della struttura primaria e della struttura presollecitante. Il risparmio di peso che si può ottenere adottando una PCS è particolarmente vantaggioso per le strutture poste in zone sismiche.

L'utilizzo di una PCS, al posto di una trave tradizionale, può facilitare le operazioni di trasporto e di montaggio, sia in quanto il suo peso complessivo (di regola) è inferiore a quello della trave tradizionale, sia in quanto (in generale) è possibile trasportare in cantiere separatamente la struttura primaria e la struttura presollecitante le quali vengono, poi, assemblate nel cantiere stesso.

La PCS dal punto di vista strutturale può considerarsi una struttura ottimizzata; si ha infatti che:

- la struttura presollecitante, che contribuisce significativamente alla formazione della capacità portante della PCS, "lavora" in maniera ottimale sia in quanto gli elementi che la compongono (ed in particolare il tirante ed il

estremità (così come nel caso della PCS (1)). Si fa presente tuttavia che, se i due elementi di contrasto di estremità comprendono elementi di appoggio di gomma armata (così come nel caso della PCS 2), non esiste un punto in cui sono impediti gli spostamenti relativi longitudinali fra la struttura primaria e la struttura presollecitante.

puntone) sono soggetti essenzialmente a sforzo normale, sia in quanto, per ciascuno dei suddetti elementi, lo sforzo normale ha valori che, sulla lunghezza dell'elemento stesso, presentano differenze non significative; inoltre, di regola, il puntone ed il tirante sono realizzati con materiali ad alta resistenza che hanno spesso un basso valore del rapporto costo/prestazione;

- la struttura primaria, poi, oltre a contribuire significativamente alla formazione della capacità portante della PCS, in pratica determina il valore delle deformazioni della PCS e assicura la stabilità della struttura presollecitante, ed in particolare del puntone.

La configurazione così "ottimizzata" della struttura presollecitante non crea difficoltà nell'utilizzo della PCS in quanto la struttura che viene direttamente collegata con gli altri componenti strutturali (quali, ad esempio, tegoli, elementi di copertura, arcarecci, orizzontamenti in genere, ecc.) è la struttura primaria che, così come una trave tradizionale, può essere facilmente interfacciata con gli altri componenti strutturali sopra menzionati.

In esercizio, di regola, le sollecitazioni nella struttura primaria sono di valore limitato; in particolare, nel caso di una PCS comprendente una struttura primaria di cemento armato precompresso, si ha che la limitazione dei valori delle sollecitazioni presenti in esercizio nella struttura primaria contribuisce a conferire durabilità alla struttura primaria stessa (e quindi alla PCS).

Una PCS, in generale, può essere dotata di notevole resistenza al fuoco; si consideri ad esempio una PCS nella quale la struttura primaria comprende una trave dotata di sezione del tipo "a cassone", e la struttura presollecitante è posta nello spazio interno alla trave stessa. In questo caso la struttura presollecitante, che (come è stato sopra scritto) contribuisce significativamente alla formazione della capacità portante della PCS, risulta "protetta" dalla struttura primaria nei confronti delle azioni dovute all'incendio.

Si conclude il capitolo sottolineando che, in una PCS, la struttura presollecitante applica alla struttura primaria forze che inflettono la struttura primaria, inducendo nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; le suddette forze inducono nella struttura primaria sollecitazioni flessionali e taglianti che hanno segni opposti a quelli delle sollecitazioni flessionali e taglianti dovute ai carichi applicati alla PCS.

3. Descrizione della PCS 2

Nel presente capitolo, con riferimento alla figura 2, si descrive la PCS 2 che è stata sottoposta a prova di tesatura ed a prova di carico, così come è meglio specificato nei capitoli seguenti.

La PCS 2 (10) comprende una struttura primaria (11) ed una struttura presollecitante (12). La struttura primaria comprende un tegolo TT (11a) ad asse rettilineo ed orizzontale, due elementi di contrasto di estremità (11b), quattro elementi di contrasto intermedi (11c) e dodici elementi distanziatori (11d).

Il tegolo TT è realizzato in cemento armato precompresso ed è prefabbricato; per la precompressione sono stati utilizzati trefoli pretesi di acciaio ad alta resistenza (con $f_{ptk} = 1860$ N/mm²).

Il tegolo TT è dotato di sei ringrossi posti in corrispondenza della soletta superiore.

Le principali dimensioni del tegolo TT sono:

- lunghezza totale del tegolo: $L_{tot} = 1360$ cm;
- altezza: $H = 79$ cm;

- larghezza della soletta superiore: $B = 250$ cm;
- spessore della soletta: $s = 5$ cm;
- larghezza massima di ciascuna delle due nervature:
 $b_{max} = 14,5$ cm;
- larghezza minima di ciascuna delle due nervature:
 $b_{min} = 10,5$ cm.

Ciascuno dei due elementi di contrasto di estremità e ciascuno dei quattro elementi di contrasto intermedi comprende due elementi di appoggio in gomma armata⁶.

Gi elementi distanziatori sono ad asse orizzontale e sono posti, a coppie, in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di contrasto di estremità. Ciascun elemento distanziatore è posto a contatto con il puntone.

La struttura presollecitante (12) comprende:

- un puntone (12a) di acciaio, costituito da due profilati (13) HEB 160 collegati fra di loro e posti ad interasse $i = 600$ mm;
- un tirante (12b) ancorato alle estremità del puntone (12a); il tirante comprende due gruppi di trefoli (14); ciascun gruppo di trefoli comprende tre trefoli (ciascuno con area $A_p = 139$ mm²) di acciaio ad alta resistenza (con $f_{pk} = 1860$ N/mm²);
- quattro elementi di collegamento intermedi (12c) di acciaio che collegano il tirante ed il puntone. Ciascun elemento di collegamento intermedio (12c) comprende aste metalliche e due elementi deviatori ognuno dei quali è posto a contatto con uno dei due gruppi di trefoli (14) compresi nel tirante.

4. Le prove di carico e di tesatura eseguite

Sono state eseguite le seguenti prove:

- prova n.1: prova di carico su un tegolo TT (isolato), realizzato in cemento armato precompresso, uguale al tegolo TT (11a) sopra menzionato (compreso nella struttura primaria della PCS 2); durante tale prova il tegolo TT (isolato) è stato sottoposto a vari cicli di carico;
- prova n. 2: prova di tesatura sulla PCS 2; durante tale prova si è effettuata la tesatura del tirante (12b);
- prova n. 3: prova di carico sulla PCS 2; durante tale prova (una volta che il suddetto tirante è stato tesato durante la prova n. 2) la PCS 2 è stata sottoposta a vari cicli di carico.

4.1. Lo schema delle prove di carico (prove n. 1 e n. 3)

Si descrive lo schema della prova n. 1 (illustrato nella figura 3) e della prova n. 3 (illustrato nella figura 4)⁷; nel presente paragrafo si fa riferimento sia al tegolo TT (isolato) (prova n.1), sia alla PCS 2 (prova n. 3), l'uno e l'altra chiamati, per semplicità, "struttura di prova".

La struttura di prova è semplicemente appoggiata in corrispondenza delle sue estremità; la distanza (longitudinale) fra gli appoggi è: $L = 1300$ cm. Si precisa che la struttura di prova è appoggiata in corrispondenza di ciascuna delle sue estremità su due elementi di appoggio in acciaio-teflon. Alla

struttura di prova sono applicati (oltre al peso proprio) quattro carichi concentrati Q ; tali carichi sono posti simmetricamente rispetto alla sezione di mezzeria della struttura di prova stessa e sono posizionati in corrispondenza dei vertici di un rettangolo ideale i cui lati paralleli all'asse longitudinale della struttura di prova hanno lunghezza pari a 255 cm.

Ciascun carico Q vale: $Q = Q_0 + Q_M$ essendo:

- $Q_0 = Q_{0tot} / 4$; Q_{0tot} è il peso dei quattro martinetti idraulici utilizzati per caricare la struttura di prova (di seguito chiamati martinetti di carico) e del telaio porta-martinetti;
- Q_M è il carico, applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico, dovuto al fatto che i martinetti di carico stessi sono stati messi in pressione.

Si precisa che i carichi Q_M vengono applicati mediante i quattro martinetti di carico i quali sono montati su un telaio porta-martinetti e sono ancorati, mediante tiranti di ancoraggio, al sottostante basamento (di calcestruzzo armato) del banco di prova; il telaio porta-martinetti è appoggiato, in quattro punti, in corrispondenza dell'estradosso della struttura di prova. In corrispondenza dei quattro punti di contatto fra il telaio porta-martinetti e la struttura di prova sono presenti quattro elementi di appoggio in acciaio-teflon.

4.2. Lo schema della prova di tesatura della PCS 2 (prova n. 2)

Durante la prova di tesatura la PCS 2 è appoggiata in corrispondenza delle sue estremità, così come lo è durante la prova di carico (prova n. 3); sulla PCS 2 è presente il telaio porta-martinetti e sono presenti i quattro martinetti di carico; si ha dunque che la PCS 2 è soggetta (oltre al peso proprio) ai quattro carichi Q_0 .

Si fa presente che durante la prova di tesatura si utilizzano due martinetti idraulici a tiro multiplo (diversi da quelli utilizzati per caricare la PCS 2) mediante i quali, facendo contrasto con il puntone, si tesa il tirante.

4.3. Le fasi della prova di carico sul tegolo TT isolato (prova n. 1)

La prova n. 1 è stata eseguita secondo le fasi di seguito descritte.

Fase 0

Il tegolo TT isolato è appoggiato in corrispondenza delle sue estremità ed è soggetto, oltre al peso proprio, ai quattro carichi Q_0 .

I martinetti di carico sono ancorati al basamento del banco di prova mediante i relativi tiranti di ancoraggio e fanno contrasto con il telaio porta-martinetti.

Fase 1

Vengono attivati i quattro martinetti di carico e si effettuano otto cicli di carico. Nella tabella seguente si riportano, per i vari cicli di carico, i valori del carico massimo $Q_{M,max}$ applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico utilizzati.

CICLO	1	2	3	4	5	6	7	8
$Q_{M,max}$ kN]	39	39	39	62.5	62.5	109.5	174	187 ⁸

⁶ Nella figura 2, per chiarezza l'elemento di contrasto intermedio (11c) illustrato nella sezione A-A è stato indicato due volte.

⁷ La prova di tesatura n. 2 e la prova di carico n. 3 sono mantenute distinte per chiarezza di esposizione pur essendo state effettuate una di seguito all'altra.

⁸ $Q_{M,max} = 187$ kN è considerato il carico ultimo portato dal tegolo TT (isolato); tale valore è corrispondente alla freccia $z_1 = 140$ mm (si veda il capitolo 5).

Durante il ciclo di carico n. 8 si porta a collasso il tegolo TT (isolato).

Nella figura 8 è illustrato il tegolo TT (isolato) durante la prova di carico (prova n. 1).

4.4. Le fasi della prova di tesatura (prova n. 2) e della prova di carico (prova n. 3) sulla PCS 2

La prova di tesatura (prova n. 2) e la prova di carico (prova n. 3), successiva alla prova di tesatura, sono state eseguite secondo le fasi di seguito illustrate.

Fase 0

La PCS 2 è soggetta, oltre al peso proprio, ai quattro carichi Q_0 .

Si evidenzia che il telaio porta-martinetti ed i martinetti di carico utilizzati sono gli stessi già utilizzati nella prova n.1.

La struttura presollecitante è a contatto con la struttura primaria in corrispondenza degli elementi di contrasto di estremità, degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi distanziatori.

Il tirante (12b) non è stato ancora tesato.

Nella Fase 0 e nella successiva Fase 1 i quattro martinetti di carico non sono ancora ancorati, mediante i relativi tiranti di ancoraggio, al basamento del banco di prova, così che i suddetti martinetti di carico non vincolano verticalmente⁹ la zona di mezzzeria della PCS 2.

Fase 1

Si effettua la prima parte della tesatura del tirante (12b); si effettua, cioè, la prima parte della tesatura dei due gruppi di trefoli (14) compresi nel tirante stesso. Si utilizzano i due martinetti idraulici a tiro multiplo (sopra menzionati) ciascuno dei quali tesa simultaneamente tre trefoli. I suddetti due martinetti idraulici agiscono contemporaneamente e tesano il tirante facendo contrasto con il puntone (12a).

A seguito della tesatura del tirante, la struttura presollecitante, in corrispondenza degli elementi di contrasto intermedi e degli elementi di contrasto di estremità, applica alla struttura primaria forze che inflettono verso l'alto la struttura primaria, inducendo nella struttura primaria stessa uno sforzo normale di valore sostanzialmente trascurabile; tale sforzo normale è dovuto alle forze di attrito che si generano in corrispondenza dei punti in cui la struttura primaria e la struttura presollecitante sono a contatto.

Fase 2

Si evidenzia che nella precedente Fase 1 la PCS 2 è stata libera di inflettersi verso l'alto (per effetto della tesatura del tirante), soggetta, oltre al peso proprio, ai quattro carichi Q_0 .

Nella Fase 2 i quattro martinetti di carico vengono ancorati, mediante i relativi tiranti di ancoraggio, al basamento del banco di prova. I quattro martinetti di carico vengono poi attivati così che essi (ancorati al suddetto basamento) fanno contrasto con il telaio porta-martinetti ed applicano alla PCS 2 i carichi Q_M previsti. La pressione nei martinetti di carico viene aumentata fino a che i quattro carichi Q_M applicati dai quattro martinetti di carico stessi annullano, nella mezzzeria della PCS 2, lo spostamento verso l'alto che si è verificato durante la Fase 1. Al termine della Fase 2 la freccia nella mezzzeria della PCS 2 (si intende l'incremento della freccia

rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0)¹⁰ è prossima al valore $z_2 = 0$.

Fase 3

Si effettua la seconda parte della tesatura del tirante utilizzando i due martinetti idraulici a tiro multiplo già prima utilizzati; tali due martinetti idraulici tesano il tirante facendo contrasto con il puntone; durante la seconda parte della tesatura del tirante i quattro martinetti di carico, ancorati mediante i relativi tiranti di ancoraggio al basamento del banco di prova, costituiscono un vincolo (elastico, per l'elasticità dei suddetti tiranti di ancoraggio) nei confronti degli spostamenti verticali della parte centrale della PCS 2.

Durante tale seconda parte della tesatura del tirante la mezzzeria della PCS 2 subisce spostamenti verticali molto ridotti dovuti, così come è stato sopra scritto, alla deformabilità assiale dei tiranti di ancoraggio che ancorano i martinetti di carico al basamento del banco di prova.

Al termine della Fase 3 i due martinetti idraulici a tiro multiplo vengono disattivati ed allontanati. Si fa presente che al termine della Fase 3 il tirante è tesato ed è ancorato alle estremità del puntone; si fa presente, inoltre, che la PCS 2 presenta una freccia z_2 verso l'alto di piccola entità, dovuta alla deformabilità assiale dei tiranti di ancoraggio.

Fase 4

In tale Fase 4 (che costituisce, la prova di carico - prova n. 3), per mezzo dei martinetti di carico¹¹, vengono applicati alla PCS 2 i carichi Q_M previsti. Si effettuano cinque cicli di carico.

Si fa presente che, prima di iniziare i cicli di carico, si incrementa la pressione nei quattro martinetti di carico per rendere la freccia nella mezzzeria della PCS 2¹² prossima al valore $z_2 = 0$.

Nella tabella seguente si riportano, per i vari cicli di carico, i valori del carico massimo $Q_{M,max}$ applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico utilizzati.

CICLO	1	2	3	4	5
$Q_{M,max}$ [kN]	125	125	174	238	268

Durante il ciclo di carico n. 5 si porta a collasso la PCS 2. Nelle figure 9 e 10 è illustrata la PCS 2 durante la prova di carico (prova n. 3).

5. Considerazioni relative alle prove eseguite

Nel presente capitolo si riportano alcuni risultati significativi ed alcune considerazioni riguardanti le prove eseguite.

5.1. Considerazioni relative alla prova di carico sul tegolo TT (isolato) (prova n.1)

La prova di carico sul tegolo TT (isolato) ha avuto essenzialmente lo scopo di individuare il comportamento del

¹⁰ Nel seguito con " z_2 " si indica l'incremento della freccia (positivo o negativo), in corrispondenza della mezzzeria della PCS 2, rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0.

¹¹ Si ricorda che i martinetti di carico sono ancorati al basamento del banco di prova mediante i relativi tiranti di ancoraggio e fanno contrasto con il telaio porta-martinetti, appoggiato in corrispondenza dell'estradosso della struttura primaria.

¹² Si intende l'incremento della freccia rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0.

⁹ Si legga oltre quanto è scritto in merito alla Fase 3.

tegolo TT stesso sottoposto all'azione di carichi Q_M crescenti fino al collasso del tegolo TT medesimo.

Nella figura 5 e nella figura 6¹³ sono rappresentati i diagrammi carichi-freccia nella mezzeria del tegolo TT (isolato) relativi rispettivamente ai primi sette cicli di carico ed all'ultimo ciclo di carico (ciclo n. 8) che, per chiarezza di rappresentazione, è stato separato dagli altri cicli precedenti; la conoscenza della legge di variazione carichi-freccia nella mezzeria del tegolo TT (isolato) ha permesso, una volta noti i risultati delle prove di carico sulla PCS 2, di evidenziare il comportamento della struttura presollecitante compresa nella PCS 2 stessa¹⁴.

Di seguito si riportano i carichi e le sollecitazioni flessionali agenti sul tegolo TT (isolato) in corrispondenza delle condizioni considerate come "condizioni ultime". Tenuto conto dell'andamento della prova di carico sul tegolo TT (isolato), si è valutato che le condizioni ultime del tegolo TT stesso siano raggiunte quando ciascuno dei quattro martinetti di carico applica un carico pari a: $Q_M = Q_{M, \max} = 187 \text{ kN}$; a tale valore dei carichi Q_M corrisponde una freccia nella mezzeria del tegolo TT (isolato) (si intende l'incremento della freccia rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0) pari a $z_1 = 140 \text{ mm}$ ¹⁵. Il tegolo TT (isolato) è soggetto, in aggiunta ai quattro carichi Q_M suddetti applicati dai martinetti di carico, anche al peso proprio ed ai quattro carichi Q_0 . Il momento flettente presente nella sezione di mezzeria del tegolo TT stesso, in corrispondenza della freccia $z_1 = 140 \text{ mm}$, è il seguente:

$M_{u, \text{tegolo}} = M_{g, \text{tegolo}} + M_{Q_0} + M_{Q_{M, \max}}$ dove:

- $M_{g, \text{tegolo}}$ è il momento flettente (in mezzeria) dovuto al peso proprio del tegolo TT (isolato);
- M_{Q_0} è il momento flettente (in mezzeria) dovuto ai quattro carichi Q_0 ;
- $M_{Q_{M, \max}}$ è il momento flettente (in mezzeria) dovuto ai carichi $Q_{M, \max} = 187 \text{ kN}$.

Si ottiene: $M_{u, \text{tegolo}} = 2215 \text{ kNm}$.

Tale valore di $M_{u, \text{tegolo}}$ è sensibilmente uguale al valore del momento resistente ultimo del tegolo TT (isolato) valutato per via teorica.

5.2. Considerazioni relative alla prova di tesatura ed alla prova di carico sulla PCS 2

Relativamente alla prova di tesatura (prova n. 2) ed alla prova di carico (prova n. 3) sulla PCS 2 si riportano di seguito alcuni risultati significativi ed alcune osservazioni.

Si precisa che, al fine di effettuare un controllo dei risultati ottenuti per via sperimentale, si sono utilizzati alcuni modelli

matematici che hanno confermato i principali risultati ottenuti per via teorica.

Si fa presente che, al termine della Fase 1, una volta effettuata la prima parte della tesatura del tirante, la freccia (verso l'alto) in corrispondenza della mezzeria della PCS 2 è pari a $z_2 = -7.6 \text{ mm}$ ¹⁶.

Al termine della Fase 1, nei trefoli compresi nel tirante si misurano, su base di misura $b = 1000 \text{ mm}$, spostamenti relativi longitudinali il cui valore medio è pari a: $\Delta x(\text{medio}) = 3.5 \text{ mm}$. Considerando che il modulo elastico dei trefoli sia $E_p = 196000 \text{ N/mm}^2$, si ha che lo sforzo normale di trazione presente nel tirante (comprendente i due gruppi di trefoli) al termine della Fase 1 vale: $N_t = 572.1 \text{ kN}$.

Al termine della Fase 3, nei trefoli compresi nel tirante si misurano, su base di misura $b = 1000 \text{ mm}$, spostamenti relativi longitudinali il cui valore medio è pari a: $\Delta x(\text{medio}) = 6.95 \text{ mm}$. Considerando che il modulo elastico dei trefoli sia $E_p = 196000 \text{ N/mm}^2$, si ha che lo sforzo normale di trazione presente nel tirante (comprendente i due gruppi di trefoli) al termine della Fase 3 vale: $N_t = 1136 \text{ kN}$.

Nella figura 7 è rappresentato il diagramma carichi-freccia nella mezzeria della PCS 2 relativo ai cinque cicli di carico effettuati nella Fase 4.

Si è sopra scritto che nella Fase 4, prima di iniziare i cinque cicli di carico, si aumenta la pressione dei martinetti di carico fino a che la freccia (z_2) nella mezzeria della PCS 2 è di valore pressoché nullo.

Il carico applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico in corrispondenza del valore $z_2 = 0$ è pari a $Q_M = 66.5 \text{ kN}$ ¹⁷.

Di seguito si riportano i valori dei carichi ed i valori delle sollecitazioni flessionali nella mezzeria della PCS 2 in corrispondenza della condizione considerata come "condizione ultima" e cioè in corrispondenza del valore massimo dei carichi relativi al ciclo di carico n. 5.

Si fa presente che nel ciclo di carico n. 5 il carico massimo applicato alla PCS 2 da ciascuno dei quattro martinetti di carico vale: $Q_M = Q_{M, \max} = 268 \text{ kN}$ e la freccia, in corrispondenza della mezzeria della PCS 2 vale: $z_2 = 155 \text{ mm}$ ¹⁸.

La PCS 2 è soggetta, in aggiunta ai quattro carichi Q_M suddetti applicati dai martinetti di carico, anche al peso proprio ed ai quattro carichi Q_0 .

Il momento flettente presente nella sezione di mezzeria della PCS 2 in corrispondenza della freccia $z_2 = 155 \text{ mm}$ è il seguente:

$M_{u, \text{PCS}} = M_{g, \text{PCS}} + M_{Q_0} + M_{Q_{M, \max}}$ dove:

- $M_{g, \text{PCS}}$ è il momento flettente (in mezzeria) dovuto al peso proprio della struttura primaria compresa nella PCS 2¹⁹;

¹³ Nelle figure 5, 6 e 7 il carico Q_M è stato indicato con l'espressione "Forza".

¹⁴ Si fa notare che nella figura 6, in corrispondenza di valori della freccia maggiori di circa 140 mm, è indicato un fittizio aumento della rigidezza del tegolo TT (isolato); ciò è dovuto al fatto che, a quei valori della freccia, il tegolo TT stesso, già al collasso, in corrispondenza della zona di mezzeria si è appoggiato sui legni di protezione degli strumenti utilizzati durante la prova.

¹⁵ Nel seguito con " z_1 " si indica l'incremento della freccia (positivo o negativo), in corrispondenza della mezzeria del tegolo TT (isolato), rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0.

¹⁶ Si fa presente che, secondo i modelli di calcolo utilizzati, il valore teorico della freccia z_2 relativa alla prima parte della tesatura del tirante (corrispondente ad uno sforzo normale di trazione nel tirante pari a $N_t = 572.1 \text{ kN}$) vale: $z_2 = -7.85 \text{ mm}$.

¹⁷ Secondo i modelli di calcolo utilizzati, il valore teorico del carico Q_M applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico in corrispondenza di $z_2 = 0$ è pari a 69.9 kN.

¹⁸ Si intende, al solito, l'incremento della freccia rispetto al valore della freccia presente nella Fase 0.

¹⁹ Si è considerato trascurabile il peso proprio della struttura presollecitante.

- M_{QMmax} è il momento flettente (in mezzzeria) dovuto ai carichi $Q_{M,max} = 268$ kN (applicati dai quattro martinetti di carico).

Si ottiene: $M_{u,PCS} = 3060$ kNm.

Al fine di correlare efficacemente i risultati della prova n. 1 con i risultati della prova n. 3 e tenendo conto del diagramma carichi-freccia di figura 7, si ritiene utile individuare il valore dei carichi Q_M applicati alla PCS 2 quando la freccia (nella mezzzeria della PCS 2) è pari a: $z_2 = 140$ mm. Si ottiene: $Q_M = 264.5$ kN.

5.3. Alcune osservazioni relative alle prove eseguite

Prendendo in esame la prova di carico sul tegolo TT (isolato) (prova n.1) e la prova di carico sulla PCS 2 (prova n. 3) si osserva quanto è di seguito riportato.

Si è valutato²⁰ che la condizione ultima del tegolo TT (isolato) è raggiunta con un carico pari a $Q_M = 187$ kN²¹, applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico; a tale valore dei carichi Q_M corrisponde un valore della freccia nella mezzzeria del tegolo TT (isolato) stesso pari a: $z_1 = 140$ mm.

In corrispondenza del valore della freccia nella mezzzeria della PCS 2 (misurata durante la prova di carico sulla PCS 2 stessa) pari a $z_2 = 140$ mm, il carico applicato alla PCS 2 da ciascuno dei quattro martinetti di carico vale: $Q_M = 264.5$ kN.

La "differenza" fra il tegolo TT (isolato) e la PCS 2 consiste nel fatto che in quest'ultima "è presente" (oltre alla struttura primaria che comprende il tegolo TT (11a)) anche la struttura presollecitante (12). La "presenza" della struttura presollecitante, nella prova di carico sulla PCS 2, si evidenzia (fra l'altro) in quanto, in corrispondenza della freccia $z_2 = 140$ mm, nella mezzzeria della PCS 2 l'incremento di carico "dovuto" alla presenza della struttura presollecitante (si fa riferimento al carico applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico) è pari a: $\Delta Q_M = 264.5 - 187 = 77.5$ kN.

Si ricorda che, secondo quanto è stato sopra illustrato, durante la prova sulla PCS 2 si effettua innanzi tutto la prima parte della tesatura del tirante; a seguito di tale prima parte della tesatura del tirante la PCS 2 presenta, in mezzzeria, una freccia verso l'alto; attivando, poi, i quattro martinetti di carico vengono applicati i carichi Q_M che annullano la freccia verso l'alto dovuta alla prima parte della tesatura. Successivamente ancorando (mediante i relativi tiranti di ancoraggio) i quattro martinetti di carico al basamento del banco di prova, sostanzialmente si bloccano gli spostamenti verticali della mezzzeria della PCS 2; si completa, poi, la tesatura del tirante (si effettua, cioè, la seconda parte della tesatura del tirante). Si incrementa successivamente la pressione dei martinetti di carico per rendere pressoché nulla la freccia (z_2) nella mezzzeria della PCS 2.

Nella condizione in cui la freccia (z_2) della PCS 2 (e quindi la freccia della struttura primaria) è (pressoché) nulla per l'azione combinata della presollecitazione e dei carichi Q_M applicati, il valore delle sollecitazioni nella struttura primaria stessa (si fa particolare riferimento al momento flettente nella mezzzeria della struttura primaria) può essere considerato (in prima approssimazione) sostanzialmente trascurabile (ci si

riferisce al valore delle sollecitazioni in aggiunta a quelle già presenti nella struttura primaria durante la Fase 0).

Si ricorda che, in corrispondenza di $z_2 = 0$, secondo quanto è sopra scritto²², ciascun martinetto di carico applica alla PCS 2 un carico $Q_M = 66.5$ kN²³. Considerando che in tale condizione la struttura primaria non presenta (così come è stato sopra scritto) sollecitazioni significative (in aggiunta alle sollecitazioni relative alla Fase 0), si ha che il carico $Q_M = 66.5$ kN, applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico, è, per così dire, "portato" dalla struttura presollecitante.

In riferimento a quanto è sopra scritto si ha che gli incrementi di carico dovuti alla "presenza" della struttura presollecitante stessa variano da $\Delta Q_{M(0)} = 66.5$ kN (relativo a ciascuno dei quattro martinetti di carico), corrispondente al valore $z_2 = 0$ della freccia nella mezzzeria della PCS 2, a $\Delta Q_{M(140)} = 77.5$ kN (relativo a ciascuno dei quattro martinetti di carico), corrispondente al valore $z_2 = 140$ mm della freccia nella mezzzeria della PCS 2.

Si ha dunque che nella Fase 4 (e, cioè, durante la prova di carico) la variazione del valore ΔQ_M è pari a: $D(\Delta Q_M) = 77.5 - 66.5 = 11$ kN.

L'aumento dei carichi "portati" dalla struttura presollecitante, quando la freccia nella mezzzeria della PCS 2 passa da $z_2 = 0$ a $z_2 = 140$ mm, è sostanzialmente modesto; a tal proposito si evidenzia che la struttura presollecitante presenta una deformabilità molto maggiore della deformabilità della struttura primaria.

Si fa presente che il valore del suddetto aumento dei carichi portati dalla struttura presollecitante è simile a quello previsto per via teorica.

6. Conclusioni

Le prove (n. 1, n. 2 e n. 3) eseguite hanno confermato che il comportamento della PCS 2 è conforme alle previsioni ottenute per via teorica.

Si evidenzia che nell'ambito della Ricerca citata nella nota 1 (a piè di pagina) sono state effettuate numerose altre prove riguardanti le PCS; tali prove hanno anche esse confermato l'accordo fra le previsioni teoriche riguardanti le PCS stesse ed i risultati sperimentali ottenuti.

Considerati i vantaggi che le PCS, in generale, possono offrire rispetto alle strutture tradizionali, resta così definitivamente confermata la concreta possibilità di utilizzare vantaggiosamente le PCS per realizzare strutture anche di impegno ed importanza notevoli.

Bibliografia

A. Gasperi - 1999, A proposal for a new type of prestressed precast composite structure, Proceedings 16TH BIBM International Congress - Venezia.

²² Si veda il paragrafo 5.2..

²³ Si può dunque affermare che la PCS 2 "porta" un carico $Q_M = 66.5$ kN applicato da ciascuno dei quattro martinetti di carico in mezzzeria, con un incremento di freccia nella mezzzeria (misurato a partire dal valore della freccia nella Fase 0) sostanzialmente nullo.

²⁰ Si veda il paragrafo 5.1..

²¹ Si ricorda che con " Q_M " si indica il carico applicato da ciascun martinetto di carico dovuto al fatto che il martinetto di carico stesso è in pressione.

Figura 1.
Una PCS.

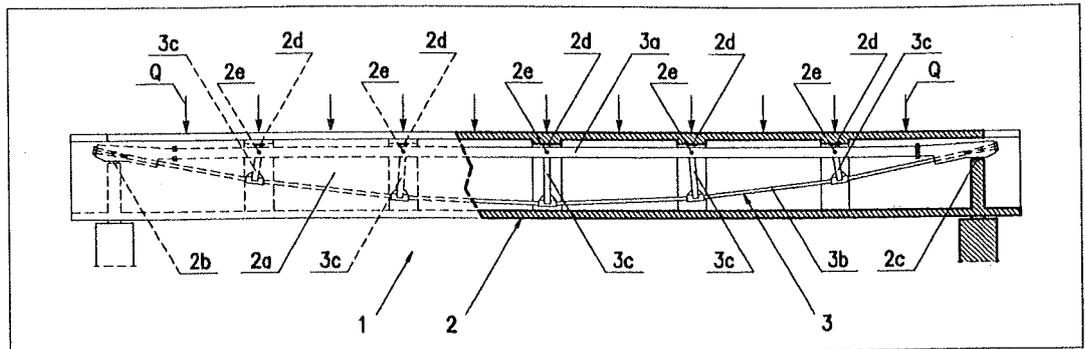


Figura 2.
La PCS 2.

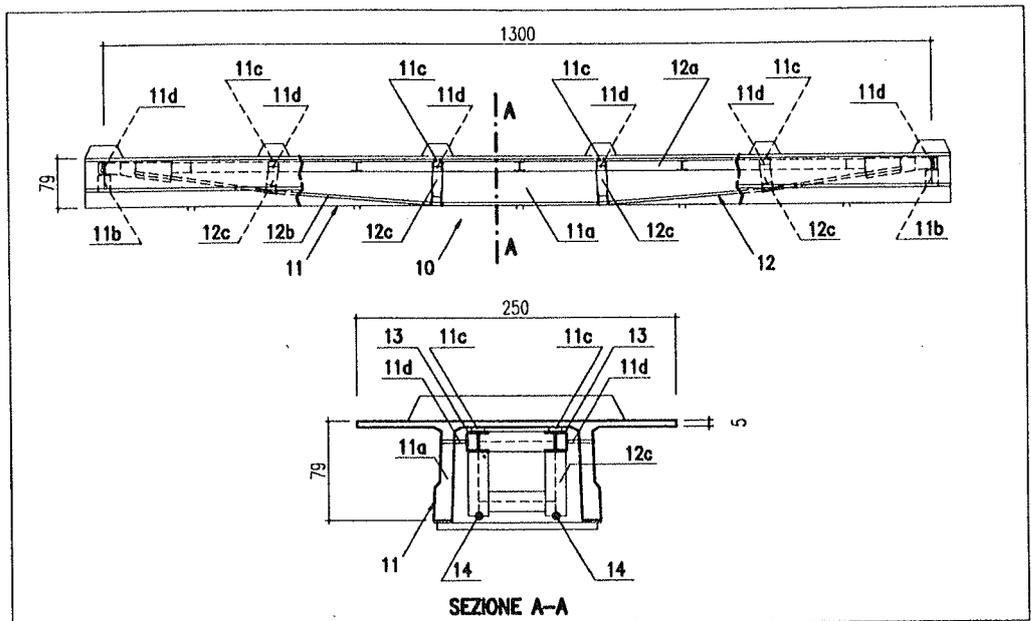


Figura 3.
Lo schema della
prova n° 1.

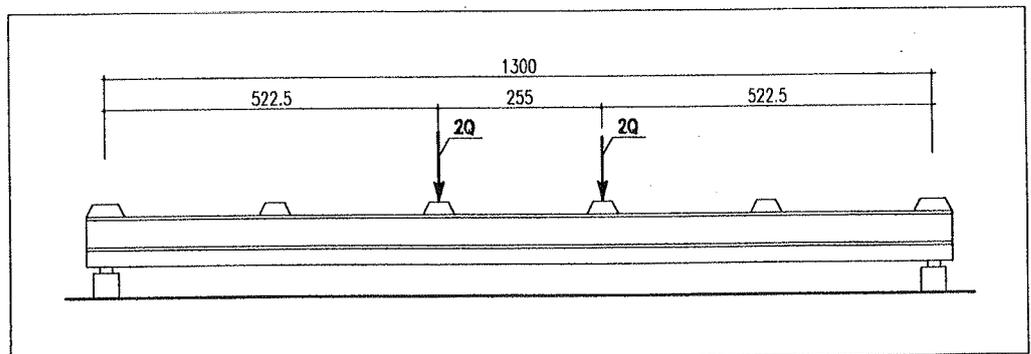
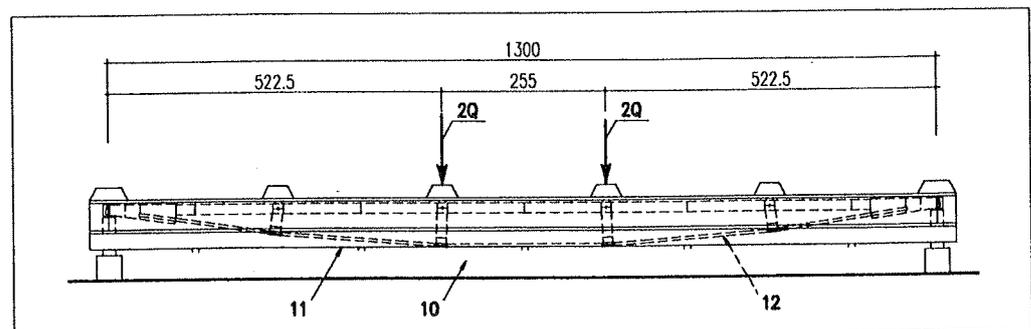


Figura 4.
Lo schema della
prova n° 3.



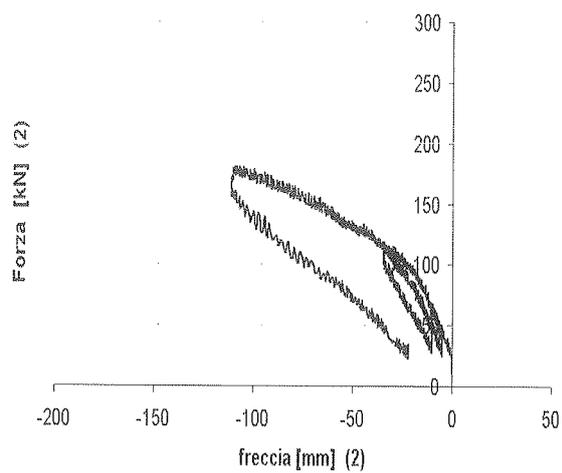


Figura 5.
Prova n. 1 sul tegolo TT (isolato). Cicli da n. 1 a n. 7.

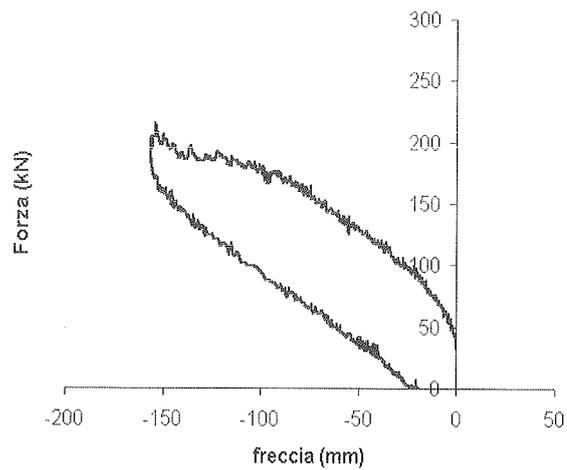


Figura 6.
Prova n. 1 sul tegolo TT (isolato). Ciclo n. 8.

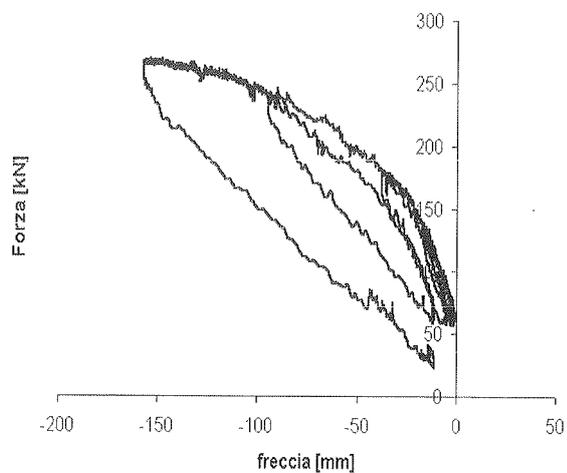


Figura 7.
Prova n. 3 sulla PCS 2. Cicli da n. 1 a n. 5.

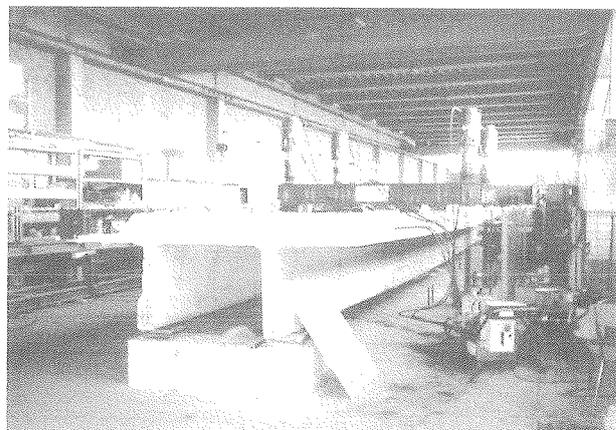


Figura 8.
Prova n.1 sul tegolo TT (isolato).

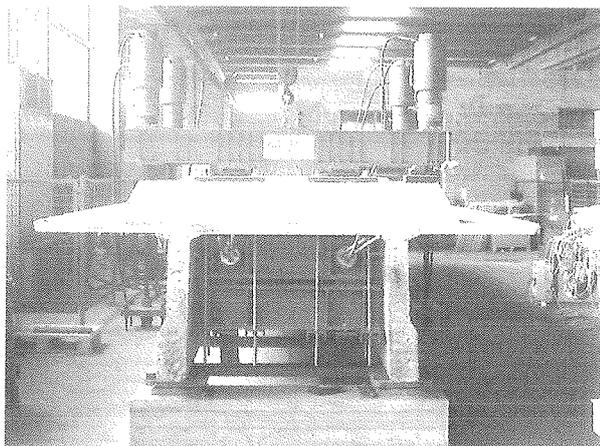


Figura 9.
Prova n.3 sulla PCS 2.



Figura 10.
Prova n.3 sulla PCS 2.

LE TECNICHE DI ADEGUAMENTO E RIPRISTINO STRUTTURALE DI TRAVI DA PONTE BASATE SULL'IMPIEGO DI MATERIALI CEMENTIZI E SULL'INSERIMENTO DI VINCOLI ATTIVI O PASSIVI

Francesca Giussani¹, Franco Mola²

¹ Ingegnere Civile Strutturista, Studente del Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

² Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono dapprima illustrate le metodologie di ripristino e di adeguamento sezionale e strutturale di travi da ponte semplicemente appoggiate e le caratteristiche dei calcestruzzi ad alte prestazioni che rendono possibili tali operazioni. Viene successivamente studiato in dettaglio il comportamento differito di sezioni risanate e quello di travi in c.a.p. rese continue mediante getti aggiuntivi, sottoposte a carichi costanti nel tempo. Vengono infine indagati gli effetti del ritiro differenziale e dell'espansione del calcestruzzo di ripristino in travi in c.a.p. e a sezione mista acciaio-calcestruzzo. Alcuni esempi numerici permettono una dettagliata discussione degli aspetti di base del comportamento a lungo termine delle strutture risanate.

SUMMARY

The operational techniques for repairing and strengthening simply supported bridge beams and the basic prerequisites of the cementitious materials used for these works are discussed. The long term behaviour of upgraded sections of simply supported beams and of p.c. beams made continuous by means of added concrete parts and normal or prestressing steel reinforcement is then investigated. Finally the effects connected to shrinkage and expansion acting in the repairing concrete are discussed in detail, referring to p.c. beams collaborating with r.c. slabs or composite steel-concrete beams with flexible connectors. Some numerical examples allow to point out the main aspects of the delayed behaviour of upgraded bridge beams.

1 INTRODUZIONE

L'esigenza di potere procedere in maniera affidabile ed economicamente sostenibile al ripristino e all'adeguamento statico di costruzioni in calcestruzzo armato o presollecitato si è venuta sempre più sviluppando negli ultimi due decenni, sino ad assumere carattere primario nella moderna ingegneria delle strutture. Il ripristino e l'adeguamento strutturale costituiscono due aspetti differenti del miglioramento delle costruzioni in calcestruzzo, trattandosi di operazioni di cui la prima è volta a riconferire ad una struttura che, per via del degrado, ha ridotto le sue prestazionali, le prerogative di progetto, mentre la seconda è orientata ad incrementare le capacità prestazionali delle strutture a seguito del loro cambio di utilizzo o della mutata intensità delle azioni loro applicate. Ne consegue che gli interventi di ripristino interessano generalmente le vecchie costruzioni, mentre gli interventi di adeguamento possono interessare sia le vecchie che le nuove.

Nelle attuali strutture viabilistiche è frequente l'impiego di travi prefabbricate in c.a.p. rese collaboranti con solette in c.a. nonché di travi a sezione mista acciaio-calcestruzzo. Lo schema statico usuale per tali travi è quello di semplice appoggio. Lo stato di degrado e danneggiamento che più si manifesta in queste strutture riguarda la soletta, sede di stati di autotensione dovuti al ritiro differenziale e alla presenza di campi di temperatura aventi in genere distribuzione non lineare lungo l'altezza delle travi. La soletta è inoltre direttamente esposta agli agenti atmosferici e all'azione aggressiva dei sali utilizzati per impedire le formazioni di ghiaccio, cosicché fenomeni di corrosione delle armature metalliche con espulsione del copriferro sono spesso presenti e possono dare luogo a malfunzionamenti nell'esercizio delle strutture, in particolare ad incrementi deformativi, all'insorgere di fessurazione nelle travi e, in linea generale, ad una riduzione della capacità portante dei manufatti. Le operazioni di ripristino ed adeguamento di travi

semplicemente appoggiate, effettuate mantenendone lo schema statico, hanno carattere esclusivamente sezionale, e in genere consistono nel risanamento della soletta. Nell'ambito di manufatti costituiti da travi in c.a.p. con soletta collaborante, un marcato miglioramento del comportamento in esercizio e allo stato limite ultimo può invece ottenersi introducendo la continuità delle travi per mezzo di getti di calcestruzzo inglobanti vincoli di collegamento di tipo attivo o passivo, rappresentati da armature metalliche presollecitate o ordinarie. Soluzioni alternative possono studiarsi ricorrendo alla presollecitazione applicata mediante cavi esterni. Questa tecnica, seppur promettente sotto l'aspetto statico, comporta tuttavia non trascurabili difficoltà sotto quello tecnologico, specialmente per quanto riguarda la formazione di idonee zone di attacco dei cavi esterni alla preesistente struttura.

Quando si effettuano operazioni di ripristino di tipo esclusivamente sezionale, lasciando inalterato lo schema statico di semplice appoggio, si procede alla sostituzione di una parte della sezione mediante getti aggiuntivi di calcestruzzo avente caratteristiche reologiche differenti rispetto a quello preesistente. Quando si introduce la continuità strutturale, è invece necessario procedere ad una integrazione delle sezioni trasversali ed effettuare getti aggiuntivi in corrispondenza alla mezzera degli appoggi di continuità, costituendo così conci interamente formati da nuovi calcestruzzi. Ne deriva pertanto che operazioni di ripristino di tipo sezionale o strutturale danno luogo ad una struttura risanata avente comportamento reologico spiccatamente non omogeneo cui conseguono, sotto azioni di lunga durata, stati tensionali e deformativi dipendenti da tale disomogeneità. La disomogeneità reologica porta con sé il fenomeno del ritiro differenziale cui consegue, in operazioni di ripristino sezionale, l'instaurarsi di regimi di autotensioni nelle sezioni trasversali dei manufatti in cui si mantiene l'originario schema di semplice appoggio, mentre nelle travi

oggetto di intervento di risanamento strutturale, al precedente regime di autotensione viene a sommarsi quello connesso all'insorgenza di distribuzioni di reazioni autoequilibrate nei vincoli della struttura resa staticamente indeterminata in virtù delle continuità introdotte. Gli stati tensionali indotti dalle operazioni di ripristino possono dare luogo a fenomeni fessurativi e, nei casi più gravi, al distacco dei nuovi getti dalla preesistente struttura. Per poter operare con efficacia è necessario da un lato definire le operazioni di ripristino e adeguamento sulla base di un'affidabile concezione progettuale, dall'altro utilizzare calcestruzzi di particolari e specifiche prerogative, fra le quali sono preminenti la capacità di garantire elevate prestazioni, l'autocompattabilità, la presenza di fibre di acciaio, la compensazione della deformazione di ritiro.

Prima di illustrare i problemi che devono essere affrontati allorché si proceda al ripristino sezionale e strutturale di travi semplicemente appoggiate vengono nel prosieguo brevemente commentate le caratteristiche essenziali dei calcestruzzi impiegati per tali operazioni.

2 LE PREROGATIVE DI BASE DEI CALCESTRUZZI UTILIZZABILI PER IL RIPRISTINO E L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE

I calcestruzzi, ed in particolar modo quelli utilizzati per il ripristino e l'adeguamento, possono essere suddivisi nelle seguenti quattro tipologie, ampiamente discusse in [1].

- Calcestruzzo ad alte prestazioni (HPC)
- Calcestruzzo autocompattante (SCC)
- Calcestruzzo fibrorinforzato (FRC)
- Calcestruzzo a ritiro compensato (CSC)

Come conseguenza del basso rapporto acqua/cemento, dell'introduzione di superfluidificanti, della bassa porosità dovuta all'impiego di fumi di silice e dell'alta qualità degli inerti, il HPC è in genere dotato di resistenze elevate ($60 \text{ MPa} < f_c < 100 \text{ MPa}$). E' tuttavia importante notare che nelle operazioni di ripristino o adeguamento strutturale non è usualmente necessario dover disporre di un calcestruzzo di elevata resistenza, cui conseguirebbe una troppo marcata non omogeneità nella struttura risanata a causa degli alti valori del modulo elastico associati ad alti valori della resistenza. Allorché il calcestruzzo preesistente e quello di ripristino presentano resistenze notevolmente differenti, la distribuzione non uniforme delle rigidità elastiche che ne consegue può rivelarsi sfavorevole in quanto essa genera concentrazioni di sforzi che possono indurre la perdita di aderenza tra i due strati di calcestruzzo. Il HPC deve quindi essere utilizzato soprattutto per le sue proprietà di durabilità, lavorabilità ed alta capacità di aderenza. Considerando peraltro che l'elevata resistenza, tipica del HPC, è associata ad una maggior fragilità, il progetto delle operazioni di ripristino deve prevedere l'introduzione di adeguati quantitativi di armatura atti ad incrementare la duttilità della struttura risanata.

Di recente sviluppo è il SCC che può essere considerato come l'ultima generazione dei cosiddetti calcestruzzi reoplastici, ovvero calcestruzzi additivati con superfluidificanti, capaci di fluire mantenendo plasticità e coesione, evitando la segregazione. L'impiego di questo tipo di calcestruzzo nel ripristino e nell'adeguamento è particolarmente indicato, perché consente la realizzazione di strati sottili, con spessori dell'ordine di 10 cm, tipici dei lavori di ripristino, semplicemente versando o pompando il calcestruzzo nei casseri senza necessità di vibrazione. Inoltre,

caratteristica tipica del SCC è la capacità di fluire attraverso spazi stretti con alte percentuali di armatura. Questa prerogativa permette di ottenere strati di ripristino molto compatti, dotati di affidabile comportamento meccanico e di buona durabilità.

Nei lavori di ripristino è spesso consigliato l'impiego del FRC, in particolare con fibre di acciaio inossidabile, per incrementare la tenacità e la duttilità del calcestruzzo. L'introduzione delle fibre non aumenta la resistenza a trazione, ma permette di controllare l'apertura delle fessure, migliorando di conseguenza la durabilità dell'elemento risanato. Per questo il FRC può essere efficacemente utilizzato per garantire un comportamento affidabile della struttura di calcestruzzo quando siano previsti elevati valori delle tensioni di trazione, in particolare nel caso di travi da ponte semplicemente appoggiate rese continue per mezzo di getti aggiuntivi nella zona degli appoggi interni, oppure nei casi in cui si richieda una collaborazione tra due materiali reologicamente differenti in cui lo stato di sforzo autoequilibrato dovuto al ritiro differenziale può far insorgere tensioni di trazione non trascurabili nel calcestruzzo di ripristino, causa di prematura fessurazione.

Di grande e decisiva importanza nei lavori di adeguamento e ripristino è infine il CSC. Grazie alla sua capacità di espansione nella fase di indurimento, il CSC è in grado di ridurre gli effetti del ritiro da essiccamento, migliorando il legame di aderenza tra il calcestruzzo preesistente e quello di ripristino, eliminando il rischio connesso alla delaminazione tra gli strati aggiuntivi e gli elementi preesistenti. Quando lo strato di materiale aggiuntivo supera i 4 cm, è comunque da prescriversi l'introduzione di una armatura metallica che, limitando l'espansione del calcestruzzo di ripristino, genera al suo interno tensioni di compressione. In ogni caso è poi necessario predisporre tra il calcestruzzo preesistente ed il getto aggiuntivo connettori metallici per impedire la delaminazione dovuta alla diversa velocità di sviluppo delle deformazioni di ritiro e di espansione. Vi è inoltre da osservare che l'espansione raggiunge il suo valore finale in 2÷7 giorni, a seconda del materiale espansivo utilizzato, mentre il ritiro impiega circa 2÷3 anni per svilupparsi completamente. Pertanto, pur in presenza di valori finali di ritiro ed espansione pressoché uguali, la dissipazione degli sforzi conseguente al rilassamento del calcestruzzo è diversa nei due casi. In particolare gli sforzi dovuti all'espansione sono ridotti in misura maggiore rispetto a quelli del ritiro: da qui la necessità di una attenta calibrazione del valore finale dell'espansione onde evitare la possibilità di insorgenza di fenomeni fessurativi nel calcestruzzo di ripristino.

3 LE METODOLOGIE DI RIPRISTINO E ADEGUAMENTO DELLE TRAVI DA PONTE

3.1 Il risanamento sezionale

Questo tipo di operazione è orientata al risanamento della soletta in calcestruzzo di travi in c.a.p. prefabbricate o a sezione mista acciaio-calcestruzzo, senza modificarne lo schema statico di semplice appoggio. Con riferimento alla Figura 1a, b, situazioni di degrado presenti al bordo superiore della soletta richiedono l'asportazione di uno spessore di calcestruzzo $h^* \leq h_s$ per eliminare completamente tutte le parti degradate. Tale asportazione è efficacemente effettuabile attraverso idrodemolizione. Per il getto di risanamento può

utilizzarsi betoncino reoplastico premiscelato, allorché $h^* \leq (6 \div 8) \text{cm}$, mentre per spessori maggiori può procedersi mediante uso di calcestruzzo SCC additivato con agente espansivo per prevenire gli effetti del ritiro differenziale. Trattandosi di strutture sottoposte ad effetti dinamici e carichi ciclici, l'utilizzo di connettori meccanici, costituiti da barre metalliche passanti in fori preventivamente realizzati nella soletta e successivamente sigillati mediante materiale cementizio espansivo, si dimostra indispensabile, anche in presenza di nuovi calcestruzzi capaci di sviluppare marcata aderenza al supporto e di limitare le sollecitazioni derivanti dal ritiro differenziale. La presenza della connessione metallica richiede un suo adeguato ancoraggio cosicché, in presenza di solette di modesto spessore ($h_s \leq 20 \text{cm}$), non disponendosi di sufficiente lunghezza per il trasferimento delle tensioni tangenziali fra il connettore ed il calcestruzzo circostante, è necessario allocare al lembo inferiore della soletta uno spessore h_d di materiale reoplastico, posato a spruzzo, entro il quale possa trovare alloggiamento il connettore, attraverso il suo piegamento in opera, come mostrato in Figura 2a, b.

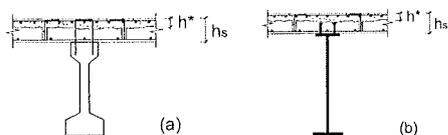


Figura 1 Risanamento della soletta

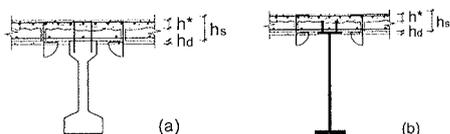


Figura 2 Risanamento della soletta e introduzione dei connettori piegati in opera

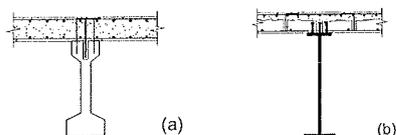


Figura 3 Ripristino della connessione trave-soletta

Per quanto riguarda la connessione fra la trave e la soletta, qualora questa risulti inadeguata, occorre procedere alla formazione di fori per la posa di staffe aggiuntive nel caso di travi in c.a.p. oppure operare la carotatura di cilindri di calcestruzzo nella soletta nel caso di sezioni miste acciaio-calcestruzzo, onde potere saldare nuovi connettori alla trave metallica, incrementandone il numero e razionalizzandone la distribuzione. Quando il degrado è molto avanzato ($h^* \geq 0.6h_s$), appare più conveniente procedere alla completa demolizione della soletta e al successivo getto in calcestruzzo SCC a ritiro compensato. Come mostrato in Figura 3, una operazione di questo tipo può dimostrarsi vantaggiosa in quanto non richiede la formazione di fori per l'allocazione dei connettori, operazione che risulta economicamente onerosa. Il rifacimento della soletta appare poi particolarmente vantaggioso nelle strutture a sezione mista, poiché esso permette di operare direttamente sull'ala superiore della trave se è necessario un adeguamento della connessione, mentre nel caso di travi in c.a.p. tale adeguamento richiede, anche nel caso di demolizione completa, l'esecuzione dei fori nelle travi per l'inserimento delle staffe aggiuntive. Nel caso di demolizione

parziale, la caratteristica di forte aderenza al supporto, caratteristica del SCC, può far ritenere possibile la riduzione della densità superficiale degli elementi di connessione, apportando un notevole vantaggio economico. A questo riguardo prove sperimentali sono state programmate nell'ambito del Progetto di Ricerca [2] attualmente in fase di sviluppo.

3.2 L'introduzione della continuità in travi semplicemente appoggiate

Una tipica operazione di ripristino strutturale volta a modificare lo schema statico e a migliorare la risposta della struttura è mostrata in Figura 4a, b. In Figura 4a, sono rappresentate due travi prefabbricate semplicemente appoggiate, disposte su due campate adiacenti di un viadotto e collaboranti con solette in c. a. Il giunto di dilatazione C, soggetto all'impatto dinamico dei veicoli, rappresenta la parte strutturale più vulnerabile ed è spesso sede di irreversibile danneggiamento. Il ripristino di tali tipologie strutturali consiste nel demolire la soletta nelle zone ove, in configurazione di trave continua, è presente momento negativo e, come riportato in Figura 4b, nel rendere continue le travi mediante un getto aggiuntivo in corrispondenza degli appoggi interni ricostruendo la soletta con calcestruzzo reoplastico, dopo aver disposto un adeguato quantitativo di armatura per equilibrare il momento negativo che si instaura nella struttura a schema continuo. Affinché il nuovo organismo strutturale sia efficace, è necessario utilizzare per il getto aggiuntivo un calcestruzzo CSC che impedisca il distacco tra il getto nuovo e le estremità delle travi prefabbricate, onde garantire la trasmissione degli sforzi di compressione dovuti al momento negativo.

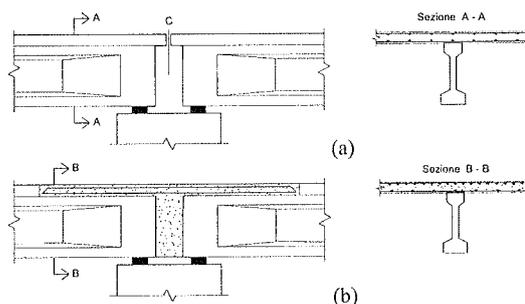


Figura 4 Risanamento strutturale

Relativamente alla soletta, l'uso del CSC è necessario per eliminare o ridurre in maniera significativa le tensioni di trazione dovute al ritiro differenziale e il conseguente momento negativo che si aggiunge a quello prodotto dai carichi nelle zone degli appoggi di continuità. Per incrementare la duttilità e favorire il controllo dell'ampiezza di fessurazione risulta conveniente l'introduzione di fibre metalliche nel CSC di ripristino. Una analoga operazione di risanamento può essere effettuata introducendo cavi di presollecitazione esterni alle travi o interni alla parte di soletta ricostruita. L'introduzione di cavi esterni necessita, per l'ancoraggio e la deviazione del tracciato, della costruzione di adeguati diaframmi che devono essere connessi alla trave preesistente per mezzo di barre di presollecitazione che garantiscano la corretta trasmissione delle forze di presollecitazione alla trave stessa. Una tipica procedura di ripristino è mostrata in Figura 5. I vantaggi di questa soluzione

sono molteplici. In primo luogo la presollecitazione può essere calibrata così da prevenire l'insorgere di tensioni di trazione nel calcestruzzo in esercizio. Inoltre gli sforzi generati dalla presollecitazione riducono le curvature delle travi e di conseguenza gli spostamenti trasversali. Infine i momenti parassiti conseguenti ai due sistemi di cavi sono di segno opposto, in particolare i cavi esterni disposti lungo l'asse delle travi danno luogo a momenti di continuità positivi, mentre la presollecitazione della soletta genera momenti negativi. Risulta così possibile progettare adeguatamente i due sistemi in modo tale da ridurre i momenti parassiti e poter sfruttare appieno i benefici della presollecitazione.

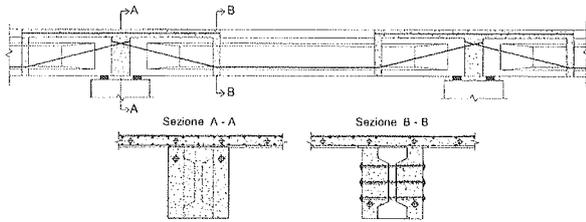


Figura 5 Risanamento mediante l'introduzione di cavi esterni

4 GLI EFFETTI DIFFERITI NELLE TRAVI SOGGETTE A RIPRISTINO E ADEGUAMENTO

Lo studio dell'evoluzione temporale dello stato di sforzo e deformazione in strutture risanate mediante materiali di tipo cementizio può essere condotto, in forma sufficientemente approssimata, esprimendo la legge costitutiva del calcestruzzo, che in linea di principio consiste in una forma integrale basata sul principio di sovrapposizione di Mc Henry [3], per mezzo della relazione algebrica proposta da Trost [4]. Vi è inoltre da

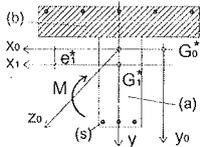


Figura 6 Sezione risanata

osservare che le operazioni di ripristino e adeguamento vengono condotte su strutture il cui materiale è caratterizzato da età alquanto avanzata, cosicché per esso possono ritenersi ormai trascurabili gli incrementi deformativi prodotti

da carichi di tipo permanente e pressoché esaurito il fenomeno del ritiro. L'ipotesi di considerare trascurabili le deformazioni differite del calcestruzzo preesistente porta a configurare la struttura risanata quale insieme di parti elastiche aventi differente modulo, rappresentate dalle parti in calcestruzzo preesistente e dalle parti metalliche, interagenti con una parte in calcestruzzo, rappresentata dai getti aggiuntivi, caratterizzati da omogeneità reologica. Questo modo di procedere, basato sulla massimizzazione della non omogeneità reologica della struttura risanata, opera a favore di sicurezza in quanto in presenza di azioni statiche applicate fornisce stati tensionali maggiori nelle strutture preesistenti, mentre in presenza di deformazioni impresse permette di ricavare tensioni maggiorate nelle parti di calcestruzzo aggiunte. Inoltre, in presenza di strutture formate da parti elasto-viscose omogenee e parti elastiche, l'introduzione della legge costitutiva algebrica per il nuovo calcestruzzo comporta errori assai ridotti, cosicché il procedimento esposto nel prosieguo può essere considerato quale consistente strumento di analisi e progetto nell'ambito dei criteri di Misura della Sicurezza strutturale che attualmente ispirano i Codici Internazionali, in particolare l'Eurocodice 2 [5] e il Codice Modello CEB/FIB

MC90 [6]. Allorché si vogliono invece considerare gli effetti indotti da deformazioni impresse variabili nel tempo, in particolare il ritiro differenziale e l'espansione del calcestruzzo utilizzato per il ripristino, la legge elasto-viscosa di tipo algebrico non è più in grado di fornire risultati sufficientemente affidabili. Infatti, poiché le deformazioni di ritiro differenziale e di espansione hanno valore iniziale nullo e sono caratterizzate da evoluzione temporale nettamente differente, occorre cogliere tale variabilità mediante un procedimento analitico che permetta di procedere attraverso una sequenza di intervalli temporali di ampiezza arbitrariamente piccola, cosicché l'utilizzo di una legge viscoelastica di tipo integrale per il calcestruzzo diviene obbligatoria.

Nel prosieguo vengono dapprima studiati i problemi relativi al risanamento sezionale di travi a comportamento elastico collaboranti con solette risanate, nonché quelli inerenti all'introduzione della continuità in travi in c.a.p. con soletta collaborante soggette ad azioni esterne costanti applicate dopo il risanamento. Vengono poi studiati gli effetti connessi al ritiro differenziale e all'espansione in travi in c.a.p. con soletta collaborante e in travi a sezione mista acciaio - calcestruzzo, in presenza di connessione deformabile fra trave e soletta.

4.1 Analisi sezionale sotto azioni statiche costanti nel tempo

Con riferimento alla sezione di Figura 6, soggetta al momento flettente M costante nel tempo, per le parti elastiche rappresentate dalla trave (a) e dalle armature metalliche (s) e per la parte viscoelastica rappresentata dalla soletta risanata (b) valgono le leggi costitutive

$$\epsilon_{ca} = \sigma_{ca} / E_{ca} \quad ; \quad \epsilon_s = \sigma_s / E_s \quad (1)$$

$$\epsilon_{cb} = (1 + \chi\varphi)\sigma_{cb} / E_{cb} + \varphi(1 - \chi)\sigma_{cb0} / E_{cb} \quad (2)$$

con $\chi = (1 - R/E_{cb})^{-1} - \varphi^{-1}$, ed essendo rispettivamente E_{cb} , R , φ il modulo elastico, la funzione di rilassamento e il coefficiente di viscosità del calcestruzzo di ripristino.

Nella (2) σ_{cb} , ϵ_{cb} sono rispettivamente la tensione e la deformazione al tempo generico presenti nella parte viscoelastica, σ_{cb0} la tensione iniziale. In presenza di carichi costanti, in accordo con quanto stabilito in [7], lo stato tensionale nel sistema disomogeneo costituito dalla sezione risanata può scriversi nel seguente modo

$$\sigma = \sigma_1(1 - \mu) + \mu\sigma_0 \quad (3)$$

in cui σ_1 è la tensione calcolata in campo elastico facendo riferimento al modulo variato $E'_{cb} = E_{cb} / (1 + \chi\varphi)$ e σ_0 è la tensione iniziale calcolata utilizzando il modulo E_{cb} . Per il coefficiente μ vale poi l'espressione

$$\mu = -(1 - \chi) / \chi \quad (4)$$

L'applicazione della (3) al problema in esame conduce immediatamente alle seguenti relazioni per le tensioni agenti nelle varie parti

$$\sigma_a = n_a \frac{M}{I_{y_0 y_0}^*} y_0 \left[\frac{I_{y_0 y_0}^* n'_a}{I_{y_1 y_1}^* n_a} (1 - \mu)(1 - \eta) + \mu \right] \quad (5)$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{y_0 y_0}^*} y_0 \left[\frac{I_{y_0 y_0}^*}{I_{y_1 y_1}^*} (1 - \mu)(1 - \eta) + \mu \right] \quad (6)$$

$$\sigma_s = n_s \frac{M}{I_{y_0 y_0}^*} y_0 \left[\frac{I_{y_0 y_0}^* n'_s}{I_{y_1 y_1}^* n_s} (1 - \mu)(1 - \eta) + \mu \right] \quad (7)$$

dove l'ascissa y_0 ha origine nel baricentro G_0^* della sezione omogeneizzata con modulo E_{cb} , e_1^* è la distanza fra il baricentro G_0^* e il baricentro G_1^* della sezione omogeneizzata con modulo E'_{cb} ed $I_{y_0y_0}^*$, $I_{y_1y_1}^*$ sono i momenti di inerzia della sezione omogeneizzata rispettivamente con i moduli E_{cb} , E'_{cb} rispetto ai corrispondenti assi baricentrici x_0 , x_1 . Infine si è posto $n_a = E_{ca}/E_{cb}$, $n'_a = E'_{ca}/E'_{cb}$, $n_s = E_s/E_{cb}$, $n'_s = E'_s/E'_{cb}$, $\eta = e_1^*/y_0$. Quale esempio di applicazione delle relazioni precedentemente determinate, si consideri la trave di Figura 8a soggetta ad un momento flettente costante $M=1000$ kNm, a partire da $t_0=28$ giorni, agente sulla sezione risanata. Assumendo per i moduli elastici i valori $E_s=28000$ MPa, $E_b=35000$ MPa, e adottando il modello di viscosità proposto in [6], nella Figura 7 sono riportate in forma adimensionale le variazioni temporali degli sforzi nella trave elastica (a) e nella soletta viscoelastica (b), agenti alla loro interfaccia.

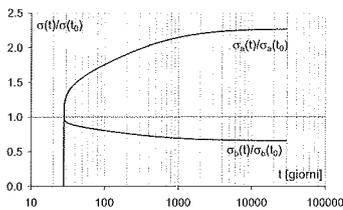


Figura 7 Variazioni temporali degli sforzi

Si osserva un decremento degli sforzi nel materiale di ripristino, a cui corrisponde un marcato incremento nel materiale preesistente. La distribuzione degli sforzi all'interno della sezione ricostruita a tempo iniziale e finale, riportata in Figura 8b, mostra il tipico comportamento delle sezioni composte. Gli incrementi del 130% degli sforzi di compressione al lembo superiore e del 35% circa di quelli di trazione al lembo inferiore della trave, associati al decremento del 35% circa degli sforzi nella soletta alla sezione di interfaccia, mettono in evidenza la sensibile redistribuzione degli sforzi che si instaura nella sezione risanata. L'incremento della curvatura della trave, conseguente all'aumento degli sforzi che in essa si genera a causa del rilassamento della soletta, dà infine luogo ad un sensibile incremento delle deformazioni flessionali della trave. Come si può ricavare dalle pendenze dei diagrammi degli sforzi a tempo iniziale e finale, il momento costante nel tempo è causa di un incremento degli spostamenti iniziali superiore al 70%.

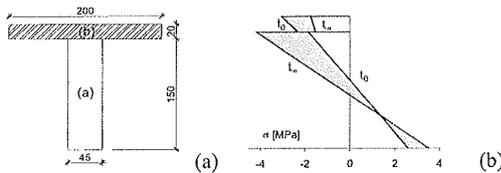


Figura 8 Distribuzione degli sforzi nella sezione

4.2 L'introduzione della continuità strutturale in travi in c.a.p. con soletta collaborante

In presenza di schemi iperstatici, le (5), (6), (7) valgono ancora, ma il momento applicato M dipende dai valori assunti dalle reazioni dei vincoli. Indicando pertanto con X_0 , X_1 i vettori delle incognite iperstatiche calcolati elasticamente

tramite le relazioni

$$\underline{X}_0 = -\underline{F}_0^{-1} \cdot \underline{\delta}_0 \quad ; \quad \underline{X}_1 = -\underline{F}_1^{-1} \cdot \underline{\delta}_1 \quad (8)$$

essendo rispettivamente $(\underline{F}_0, \underline{\delta}_0)$, $(\underline{F}_1, \underline{\delta}_1)$ le matrici di flessibilità e i vettori degli spostamenti indotti dai carichi esterni nello schema isostatico principale, calcolati facendo riferimento rispettivamente ai moduli E_{cb} ed E'_{cb} , in virtù della (3), come dimostrato in [7], per il vettore \underline{X} al tempo t può scriversi

$$\underline{X} = \underline{X}_1(1-\mu) + \underline{X}_0\mu = -[\underline{F}_1^{-1} \underline{\delta}_1(1-\mu) + \underline{F}_0^{-1} \underline{\delta}_0\mu] \quad (9)$$

Si considerino ora le due travi semplicemente appoggiate di Figura 9. Le travi sono rese continue mediante un getto aggiuntivo in corrispondenza dell'appoggio centrale e la ricostruzione di una parte di soletta in cui viene introdotto un adeguato quantitativo di armatura.

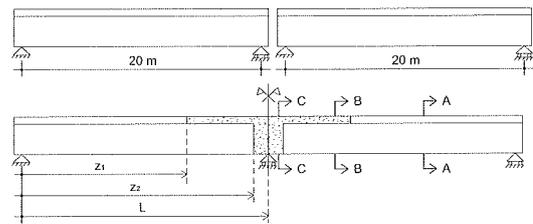


Figura 9 Operazione di ripristino strutturale

Si assumono per la parte di soletta ricostruita di semi-lunghezza relativa pari a $1-z_1/L=0.2$ e come semi-lunghezza relativa di getto all'appoggio $1-z_2/L$ i tre valori 0.0, 0.05, 0.20. Il caso $1-z_2/L=0.0$ si riferisce ad una trave continua preesistente per cui si prevede solo la ricostruzione di una parte di soletta. Le caratteristiche geometriche della sezione trasversale sono riportate in Figura 10, mentre per i moduli elastici del calcestruzzo preesistente e di quello di ripristino si assume rispettivamente $E_1=28000$ MPa, $E_2=35000$ MPa.

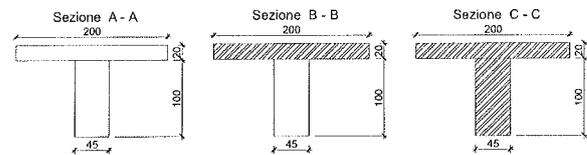


Figura 10 Sezioni trasversali

In relazione allo schema statico di Figura 11 e alle equazioni (8), (9), i momenti flettenti X_0 , X_1 , X all'appoggio interno possono essere calcolati mediante le seguenti

$$X_0 = -\frac{gL^2}{8} [\zeta_1^3 + (\zeta_2^3 - \zeta_1^3)k_{ab} + (1 - \zeta_2^3)k_{ac}]^{-1} \cdot \{4\zeta_1^3 - 3\zeta_1^4 + [4(\zeta_2^3 - \zeta_1^3) - 3(\zeta_2^4 - \zeta_1^4)]k_{ab} + (1 - 4\zeta_2^3 + 3\zeta_2^4)k_{ac}\} \quad (10)$$

$$X_1 = -\frac{gL^2}{8} [\zeta_1^3 + (\zeta_2^3 - \zeta_1^3)k'_{ab} + (1 - \zeta_2^3)k'_{ac}]^{-1} \cdot \{4\zeta_1^3 - 3\zeta_1^4 + [4(\zeta_2^3 - \zeta_1^3) - 3(\zeta_2^4 - \zeta_1^4)]k'_{ab} + (1 - 4\zeta_2^3 + 3\zeta_2^4)k'_{ac}\} \quad (11)$$

$$X = X_1(1-\mu) + \mu X_0 \quad (12)$$

in cui $\zeta_1 = z_1/L$, $\zeta_2 = z_2/L$,

$$k_{ab} = \frac{E_1 I_a}{E_2 I_b}, \quad k_{ac} = \frac{E_1}{E_2}, \quad k'_{ab} = \frac{E_1 I_a}{E_2' I_b}, \quad k'_{ac} = \frac{E_1}{E_2'}, \quad E_2' = \frac{E_2}{1 + \chi\phi}$$

essendo I_b^* , I_b' i momenti di inerzia della sezione B-B, omogeneizzata con modulo E_2 , E_2' .

I diagrammi del momento flettente a tempo iniziale e finale sono rappresentati in forma non dimensionale in Figura 12. L'andamento del momento all'istante iniziale è pressoché coincidente con quello elastico di una struttura omogenea. Questo risultato mostra che l'utilizzo in operazioni di ripristino di un calcestruzzo con modulo elastico maggiore del 20% rispetto a quello del calcestruzzo preesistente non provoca conseguenze apprezzabili nella risposta istantanea. Questa invece subisce una notevole variazione nel tempo, come mostrato nella parte destra di Figura 12, dove è tracciato il diagramma dei momenti per $t \rightarrow \infty$. Si osserva una marcata riduzione del momento iperstatico, che, nel caso di maggior disomogeneità reologica, raggiunge a tempo finale un valore del 55% rispetto a quello iniziale.

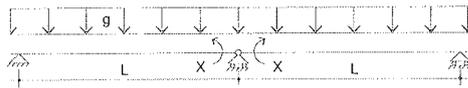


Figura 11 Schema statico

Per comprendere l'interazione tra la riduzione del momento flettente e l'estensione delle zone risanate, si riportano in Figura 13a, b i valori adimensionali dei momenti iperstatici al variare di ζ_1 , assumendo $\zeta_2=1$ (a) e $\zeta_2=\zeta_1$ (b). Si osserva che i valori estremi di tale momento si trovano nell'intervallo $0.75 < \zeta_1 < 0.85$, zone tipicamente soggette a momento flettente negativo nelle travi continue, dove la soletta deve essere risanata.

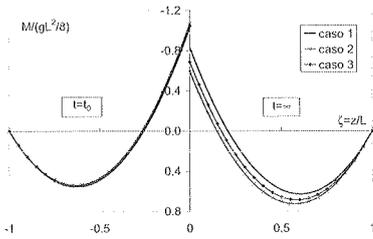


Figura 12 Distribuzione del momento flettente

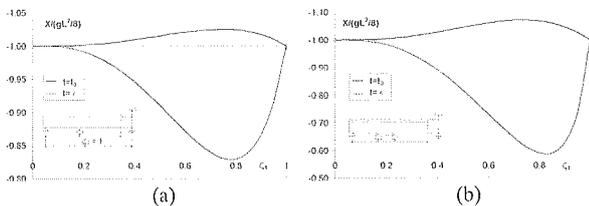


Figura 13 Momento flettente iperstatico al variare di ζ_1

I risultati ottenuti sono di grande importanza per il progetto delle operazioni di risanamento basate sulla introduzione della continuità strutturale poiché mettono in evidenza la inevitabile riduzione nel tempo del momento iperstatico e il conseguente incremento del momento in campata. L'introduzione della continuità, seppur molto utile per migliorare la durabilità della struttura, richiede tuttavia raffinate analisi per poter determinare correttamente l'incremento temporale del momento flettente in campata e il conseguente aumento dell'inflessione della trave. L'esempio ora discusso mostra che una valutazione non sufficientemente precisa di queste grandezze può ridurre sensibilmente l'efficacia delle operazioni di ripristino volte ad assicurare un più favorevole schema statico alle strutture risanate.

4.3 Gli effetti sezionali del ritiro differenziale e dell'espansione

Con riferimento alla sezione di Figura 14, assumendo trascurabile la rigidità flessionale della soletta, l'azione mutua X agente fra questa e la trave, conseguente alla deformazione di ritiro e di espansione del calcestruzzo di ripristino, si ottiene risolvendo la seguente equazione integrale di congruenza

$$\int_0^L dX(t') [\delta_{11}^{(a)} + \delta_{11}^{(b)} E_{cb}(t_0) J_b(t, t')] = \epsilon_{sh}^{(\infty)} \beta_{sh}(t) + \epsilon_{ex}^{(\infty)} \beta_{ex}(t) \quad (13)$$

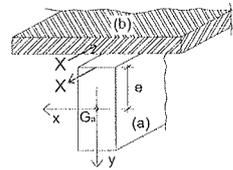


Figura 14 Sezione trasversale

essendo rispettivamente $\delta_{11}^{(a)}$, $\delta_{11}^{(b)}$ i coefficienti di influenza elastici di trave e soletta, $J_b(t, t')$ la funzione di viscosità, $\epsilon_{sh}^{(\infty)}$, $\epsilon_{ex}^{(\infty)}$ le deformazioni finali di ritiro e di espansione, $\beta_{sh}(t)$, $\beta_{ex}(t)$ le loro funzioni di sviluppo temporale. Introdotti i parametri

$$\omega = 1/(1 + k_{ba} c), \quad k_{ba} = (EA)_b / (EA)_a, \quad c = 1 + e^2 / r^2$$

e la azione $X_{shR}^{(\infty)} = (EA)_b \epsilon_{sh}^{(\infty)}$ rappresentante il valore finale della forza di interazione calcolata in campo elastico, supponendo la trave rigida, la (13) si scrive

$$\int_0^L dX(t') [\omega E_{cb}(t_0) J_b(t, t') + 1 - \omega] = X_{shR}^{(\infty)} \omega (\beta_{sh} + \alpha \beta_{ex}) \quad (14)$$

essendo $\alpha = \epsilon_{ex}^{(\infty)} / \epsilon_{sh}^{(\infty)}$. Adottando per $\beta_{sh}(t, t_0)$, $J_b(t, t_0)$ le funzioni definite in [6], con $h_0=200\text{mm}$, $RH=70\%$, $f_c=30\text{MPa}$, $t_0=5$ giorni, si ottiene $\epsilon_{sh}^{(\infty)} = -4.277 \cdot 10^{-4}$. Assumendo infine per $\beta_{ex}(t, t_0)$ la funzione esponenziale

$$\beta_{ex}(t, t_0) = 1 - e^{-\lambda(t-t_0)}, \quad \lambda = 0.5$$

le funzioni $\beta_{sh}(t, t_0)$, $\beta_{ex}(t, t_0)$, $J_b(t, t_0)$ sono riportate nella Figura 15, ove appare chiaramente la netta prevalenza della velocità di deformazione di espansione rispetto a quella di ritiro. Risolvendo la (14) attraverso il procedimento numerico basato sulla formula dei trapezi, è possibile esprimere l'azione assiale X attraverso la relazione

$$X(t) = X_{shR}^{(\infty)} g(t, t_0, \alpha, \omega)$$

e gli sforzi nella soletta e al lembo superiore della trave si scrivono

$$\sigma_b = E_b \epsilon_{sh}^{(\infty)} g(t, t_0, \alpha, \omega), \quad \sigma_a = \frac{1 - \omega}{\omega} \frac{E_a}{E_b} \sigma_b$$

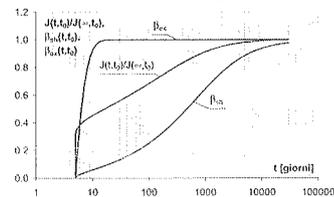


Figura 15 Funzioni $\beta_{sh}(t, t_0)$, $\beta_{ex}(t, t_0)$, $J_b(t, t_0)$

La funzione $g(t, t_0, \alpha, \omega)$ è riportata in Figura 16 per diversi valori di α e ω . Si può osservare che per $\alpha=-1$, ovvero per $\epsilon_{ex}^{(\infty)} = |\epsilon_{sh}^{(\infty)}|$, l'azione assiale è inizialmente positiva, assumendo poi valori negativi per tempi avanzati. Non è quindi possibile eliminare gli sforzi di trazione nella soletta quando i valori finali di ritiro ed espansione sono gli stessi. Questo obiettivo può essere perseguito solo assegnando valori maggiori di espansione, come si osserva nel caso $\alpha=-2$. Tuttavia i picchi di azione assiale associati ad elevati valori di $|\alpha|$ possono

generare eccessive tensioni di trazione al lembo superiore della trave. Quando si utilizza il CSC è pertanto necessario calibrare attentamente il valore finale dell'espansione, tenendo conto, nel valutare il parametro ω , anche della presenza delle barre di armatura, onde prevenire nelle fasi iniziali l'insorgere di elevate tensioni di trazione al lembo superiore della trave e a tempo finale nella soletta risanata. Queste operazioni possono essere svolte solo per mezzo di raffinate analisi temporali.

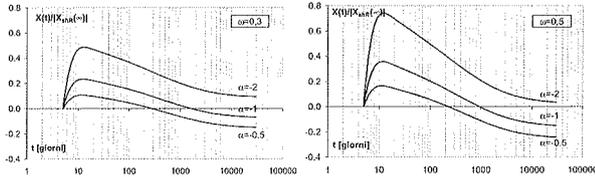


Figura 16 Funzioni $g(t, t_0, \alpha, \omega)$

4.4 Gli effetti del ritiro differenziale e dell'espansione in travi a sezione mista acciaio - calcestruzzo

Una interessante generalizzazione dell'eq. (14) può derivarsi allorché si studino travi a sezione mista acciaio - calcestruzzo la cui soletta sia stata risanata con un getto di spessore $h^* < h_s$. In questo caso una analisi accurata deve tener conto della deformabilità della connessione che collega la trave e la soletta. Ancora ipotizzando trascurabile la rigidità flessionale della soletta, si indichino rispettivamente con X_1, X_2 le forze assiali agenti nella parte di soletta risanata e nella trave metallica. Detti q_1, q_2 i flussi di tensione tangenziale agenti all'interfaccia tra le due parti di soletta e fra i connettori, pensati distribuiti con continuità, e la trave metallica, dalla Figura 17a si ricavano le due equazioni di congruenza

$$\int_0^L dX_1 \delta_{11}^{(0)} E_1 J(t, t') + X_1 \delta_{11}^{(2)} + X_2 \delta_{12} + \bar{\Delta} = 0 \quad (15)$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + q_2' / k_{ch} = 0$$

essendo

$$\bar{\Delta} = \varepsilon_{sh}^{(\infty)} \beta_{sh} + \varepsilon_{cx}^{(\infty)} \beta_{cx}, \quad \delta_{11}^{(0)} = \frac{1}{(EA)_1} \left(1 + \frac{e_1^2}{r_1^2} \right), \quad \delta_{11}^{(2)} = \frac{1}{(EA)_2} \left(1 + \frac{e_2^2}{r_2^2} \right),$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{(EA)_2} \left(-1 + \frac{e_2^2}{r_2^2} \right), \quad \delta_{22} = \frac{1}{(EA)_2} \left(1 + \frac{e_2^2}{r_2^2} \right) + \frac{1}{(EA)_3} \left(1 + \frac{e_3^2}{r_3^2} \right)$$

Essendo poi per l'equilibrio locale del tronco di trave di Figura 17b in direzione longitudinale

$$X_2' = -q_2 \quad (16)$$

la seconda delle (15) assume la forma

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} - X_2' / k_{ch} = 0 \quad (17)$$

Dalla (17) si ricava poi

$$X_1 = X_2' / k_{ch} \delta_{21} - X_2 \delta_{22} / \delta_{21} \quad (18)$$

ed introdotti i parametri

$$\lambda^2 = k_{ch} \delta_{22}, \quad \nu = \delta_{11}^{(2)} / \delta_{11}^{(0)}, \quad \xi_1 = \delta_{12} / \delta_{11}^{(0)}, \quad \xi_2 = \delta_{21} / \delta_{22},$$

$$\bar{X}_{eR} = -\bar{\Delta} / \delta_{11}^{(0)} = -\varepsilon_{sh}^{(\infty)} (\beta_{sh} + \alpha \beta_{cx}) / \delta_{11}^{(0)}$$

alla prima delle (15) può darsi la forma seguente

$$\int_0^L [dX_2' - \lambda^2 dX_2] E_1 J(t, t') + \nu X_2' - \nu \lambda^2 X_2 + \xi_1 \xi_2 \lambda^2 X_2 = \lambda^2 \xi_2 \bar{X}_{eR} \quad (19)$$

Nel caso particolare di connessione rigida si ha $k_{ch} = \infty, \lambda^2 = \infty$ e la (19) fornisce

$$\int_0^L dX_2 [E_1 J(t, t') + \nu] - \xi_1 \xi_2 X_2 = \xi_2 \bar{X}_{eR} \quad (20)$$

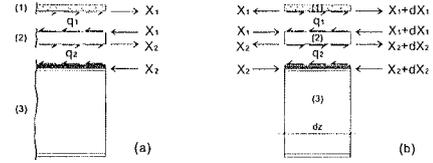


Figura 17 Azioni mutue tra le parti della sezione

Si osservi infine che, ipotizzando anche per la parte di soletta risanata un comportamento di tipo elastico, per ogni t, t' risulta $E_1 J(t, t') = 1$, cosicchè le (19), (20) forniscono

$$X_2' - X_2 \lambda^2 \left(1 - \frac{\xi_1 \xi_2}{1 + \nu} \right) = \frac{\lambda^2 \xi_2}{1 + \nu} \bar{X}_{eR} \quad (21)$$

$$\left(1 - \frac{\xi_1 \xi_2}{1 + \nu} \right) X_2 = -\frac{\xi_2}{1 + \nu} \bar{X}_{eR} \quad (22)$$

E' interessante osservare che per tempi avanzati, in particolare per $t \rightarrow \infty, \beta_{sh}, \beta_{cx}$ tendono all'unità, cosicchè dalle (21), (22), allorchè risulti $\alpha = -1$, ovvero coincidano i moduli dei valori finali dell'espansione e del ritiro, si ricava $X_2(\infty) = 0$. Questo risultato non è invece soluzione delle (19), (20) poichè la differente velocità di sviluppo delle deformazioni di ritiro e di espansione dà luogo ad un differente rilassamento degli stati tensionali ad esse associato.

La soluzione delle (19), (20) per travi semplicemente appoggiate, detta z ($0 \leq z \leq L$) l'ascissa longitudinale lungo la trave ed L la sua luce, essendo $\beta_{sh}(t_0) = \beta_{cx}(t_0) = 0$, deve operarsi con le seguenti condizioni iniziali e al contorno

$$X_2(z, t_0) = 0, \quad X_2(0, t) = X_2(L, t) = 0 \quad (23)$$

Le condizioni (23) permettono di ottenere la soluzione del problema ricorrendo allo sviluppo in serie di Fourier delle grandezze incognite. Posto pertanto

$$X_1(z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} X_{1m}(t) \sin \frac{m\pi z}{L}, \quad X_2(z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} X_{2m}(t) \sin \frac{m\pi z}{L} \quad (24)$$

le (24) rispettano le seconde delle (23) e, introdotte nella (19), conducono alla seguente sequenza di equazioni integrali di Volterra

$$\int_0^L dX_{2m} \left[\left(\frac{m^2 \pi^2}{L^2} + \lambda^2 \right) E_1 J(t, t') + \nu \left(\frac{m^2 \pi^2}{L^2} + \lambda^2 \right) - \xi_1 \xi_2 \lambda^2 \right] = -\lambda^2 \xi_2 \bar{X}_{eRm} \quad (25)$$

mentre in campo elastico, dallo sviluppo in serie di Fourier della (21), si ricava immediatamente

$$X_{2me} \left[\frac{m^2 \pi^2}{L^2} + \lambda^2 + \nu \left(\frac{m^2 \pi^2}{L^2} + \lambda^2 \right) - \xi_1 \xi_2 \lambda^2 \right] = -\lambda^2 \xi_2 \bar{X}_{eRm} \quad (26)$$

La soluzione delle (25), ottenuta mediante il metodo dei trapezi, può infine scriversi nella forma

$$X_{2m}(t) = X_{eshR}^{(\infty)} g_m(t, t_0, \lambda, \alpha), \quad X_{eshR}^{(\infty)} = -\varepsilon_{sh}^{(\infty)} / \delta_{11}^{(0)} \quad (27)$$

Note dalle (26), (27) le soluzioni in campo elastico e viscoelastico, la componente m -esima della forza assiale agente nella soletta risanata, ricordando la (18), si scrive

$$X_{1m} = -\frac{X_{2m}}{\xi_2} \left[\frac{m^2 \pi^2}{L^2} \frac{1}{\lambda^2} + 1 \right] \quad (28)$$

Infine per quanto riguarda i flussi di taglio, dalla (16) e dall'equilibrio longitudinale della parte di soletta risanata, si ricavano le espressioni

$$q_i(z, t) = -\frac{\pi}{L} \sum_{m=1}^{\infty} m X_{im}(t) \cos \frac{m\pi z}{L}; \quad i=1, 2 \quad (29)$$

Le espressioni ora determinate sono state utilizzate per l'analisi della trave di Figura 18. Nella Figura 19 sono riportate in forma non dimensionale, al variare di $\zeta = z/L$ e per

tre valori di α , i valori finali delle azioni assiali X_1 , X_2 agenti nella parte risanata della soletta e in quella metallica. Si sono inoltre considerati i due casi di connessione rigida e connessione deformabile, con $k_{ch}=20$ MPa. La deformabilità della connessione gioca un ruolo significativo solo per quanto riguarda l'azione assiale nella trave metallica, mentre la reazione della parte di soletta preesistente su quella di ripristino è pressoché indipendente dalla rigidità della connessione. Un ruolo importante è inoltre giocato dal parametro α . Infatti solo per valori di espansione finale doppi di quelli finali di ritiro ($\alpha=2$), l'interazione fra le varie parti diviene pressoché trascurabile, contrariamente a quanto invece avviene considerando un comportamento elastico della soletta risanata che darebbe luogo a interazione nulla per $\alpha=-1$.

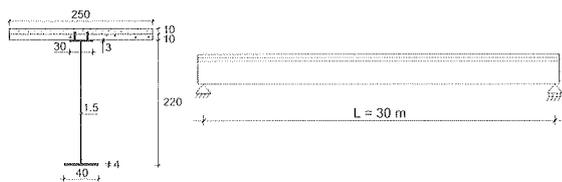


Figura 18 Sezione trasversale e schema strutturale

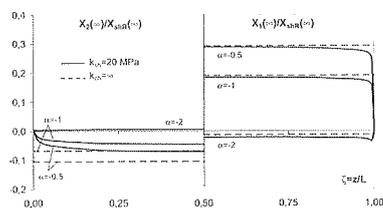


Figura 19 Distribuzione delle azioni assiali X_1 , X_2

Nella Figura 20 compaiono i valori adimensionali, calcolati per $t \rightarrow \infty$, dei flussi di tensione tangenziale q_1 , q_2 . Mentre il flusso q_1 tra le due solette presenta valori non nulli solo all'estremità della trave, come tipicamente avviene in presenza di connessione rigida, il flusso q_2 è invece significativamente influenzato dalla deformazione elastica della connessione fra trave e soletta e presenta un andamento decrescente dall'estremità fino alla mezziera della trave.

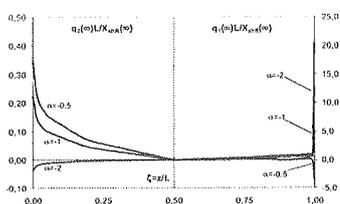


Figura 20 Flussi di tensione tangenziale q_1 , q_2

Infine nella Figura 21 appaiono le variazioni temporali dei valori adimensionali di X_1 , X_2 , calcolati per $z=L/2$. Appare qui chiara l'influenza del parametro α . In particolare si osserva che solo per $\alpha=2$ gli effetti dell'espansione prevalgono su quelli del ritiro, mentre per $-1 \leq \alpha < 0$ gli effetti connessi al ritiro prevalgono su quelli generati dall'espansione a partire da un tempo il cui valore è decrescente al crescere di α . I risultati ottenuti sono simili a quelli relativi al caso della trave in c.a.p.. Tuttavia si osserva che nel caso precedente al valore $\alpha=2$ consegue un residuo di forza assiale di segno concorde con quello prodotto dall'espansione, mentre nella trave a sezione mista si ha un valore pressoché nullo per tale azione. Tenendo

presente della difficoltà tecnologica nell'assicurare valori elevati di α , si comprende come un'analisi raffinata sia essenziale per calibrare tale parametro senza richiederne valori inutilmente elevati.

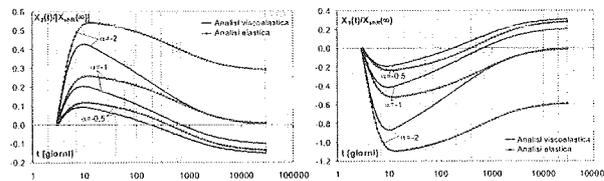


Figura 21 Variazioni temporali delle azioni assiali X_1 , X_2

5 CONCLUSIONI

Il ripristino e l'adeguamento strutturale costituiscono un importante settore dell'ingegneria civile. L'utilizzo di nuovi materiali cementizi, quali calcestruzzi ad alte prestazioni, autocompattanti, fibrorinforzati e a ritiro compensato, permette di operare con successo su strutture degradate ripristinandone la capacità portante o incrementandone le prestazioni. L'utilizzo di tali materiali deve tuttavia essere accompagnato da analisi sufficientemente raffinate, soprattutto per quanto riguarda il comportamento a lungo termine, poiché la marcata disomogeneità reologica conseguente all'accoppiamento di nuovi materiali cementizi con quelli preesistenti può dar luogo a notevoli ridistribuzioni tensionali e incrementi deformativi. I casi studiati mostrano che l'introduzione dell'ipotesi limite di comportamento elastico del calcestruzzo delle parti preesistenti e l'adozione di una legge semplificata per descrivere il comportamento viscoelastico del calcestruzzo di ripristino permettono di ottenere risultati conservativi e di buona precisione, configurando un cammino operativo che, governato da una sagace concettualità progettuale, mette in grado di risolvere brillantemente i complessi problemi che spesso si presentano nella pratica applicativa.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] COLLEPARDI, M., (2001), Il Nuovo Calcestruzzo, ed. Tintoretto, Villorba, TV, Italia.
- [2] Progetto di Ricerca (2003), "Le proprietà chimico-fisico-meccaniche dei calcestruzzi autocompattanti e le loro implicazioni strutturali". Progetto di ricerca scientifica di rilevante interesse nazionale, cofinanziato dal Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca.
- [3] MC HENRY, D., (1943), A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design, Proc. ASTM, 1069-1087.
- [4] TROST, H., (1967), Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, Beton und Stahlbetonbau, 10, 230-238, 11, 261-269.
- [5] Eurocode 2 (1991), Part 1, General Rules and Rules for Buildings, ENV 1992-1-1.
- [6] CEB/FIP, (1993), Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford, London.
- [7] GATTI, M. C., MOLA, F., (1996), Approximate Approach for the Analysis of Composite Steel-Concrete Members with Deformable Connectors, Studi e Ricerche, Vol.17, Italcementi, Bergamo, Italia, 69-98.

L'IMPIEGO DEGLI EUROCODICI NELLA PROGETTAZIONE OTTIMALE CON METODI AUTOMATICI DI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

Agazio M.G. Lancillotti¹, Ilario Sorgiovanni², Luciano Catallo³

¹ Ingegnere Civile, Libero Professionista, Guardavalle (CZ), ezio.l@inwind.it.

² Ingegnere Civile, Libero Professionista, Guardavalle (CZ), ilas92@hotmail.com.

³ Dottorando in Ingegneria Strutturale, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli studi di Roma "La Sapienza", luciano.catallo@uniroma1.it.

SOMMARIO

La moderna progettazione impone ormai l'utilizzo costante di strumenti informatici sempre più efficaci nella professione dell'ingegnere. Ci si propone allora di sviluppare un codice di calcolo, il cui obiettivo è quello di fornire al progettista, in fase di predimensionamento strutturale, un supporto di rapida valutazione al fine di individuare un range di possibili sezioni armate. Il codice è stato implementato seguendo i criteri forniti dalla Normativa Europea, ed in particolare dall'Eurocodice 1 per quanto concerne i carichi e relative combinazioni e dall'Eurocodice 2 relativamente alle strutture in cemento armato e precompresso. L'importanza legata a tali Norme è da ricercarsi nel carattere non più prescrittivo delle stesse, bensì prestazionale.

SUMMARY

The current design requires a common use of informatic tools more and more powerful in the engineering practice. There is the necessity to propose and to develop a numerical code, which must provide to the designer, in the early stages of the structural design, an efficient support in order to evaluate a range of possible cross-section of the structural element. The code was implemented following the criteria given by Eurocodes, in particular by Eurocode n. 1 about loading and their relative combinations and by Eurocode n. 2 for reinforced and prestressed concrete structures. The importance connected to these codes must be founded in the new performance-based approach.

1. INTRODUZIONE

La moderna tecnologia esige ormai l'utilizzo costante di strumenti informatici sempre più efficaci nella professione del progettista. Ci si propone allora di implementare, attraverso un software utilizzato su scala mondiale quale *MS Excel*, un codice di calcolo il cui obiettivo sia quello di fornire un efficace supporto al progettista in fase di predimensionamento e verifica strutturale.

In generale, un software di questo tipo presenta dei limiti legati al fatto che il foglio elettronico è uno strumento che non contiene funzioni capaci di operare iterazioni di calcolo. Un valido aiuto si può trovare invece in un utilizzo

strategico dello strumento *MACRO*, che ha consentito la costruzione di un codice di calcolo che, elaborando i dati di input, restituisce un insieme di sezioni di elementi strutturali, non in termini di quantitativo di area di armatura ma di un numero finito di barre di armatura longitudinali e trasversali. Le sezioni individuate in fase di output soddisfano tutte le verifiche imposte dall'Eurocodice 2 (*EC2*) e sono ottimizzate attraverso un criterio di seguito descritto.

Nella seguente descrizione, per motivi di sinteticità, si illustrerà esclusivamente la procedura automatica applicata agli elementi strutturali trave, pur essendo stata implementata anche per gli elementi pilastri.

2. ARCHITETTURA DEL CODICE

Il codice di calcolo implementato è strutturato in tre diverse fasi: input, elaborazione numerica ed output.

2.1 Fase di input

La fase di input è sotto-strutturata in ulteriori due distinte fasi, rispettivamente di input manuale e di input automatico dei dati. Entrambe queste ultime due fasi sono relative a materiali, geometria dello schema, combinazione delle azioni, fessurazione e deformazioni, valutate sia a breve sia a lungo termine, tenendo conto della sola viscosità come effetto differito.

In particolare, nell'*input manuale* si lascia al progettista la scelta di variare alcuni parametri di progetto. I parametri sui quali si può intervenire sono:

- Resistenza caratteristica del calcestruzzo f_{ck} e dell'acciaio f_{yk} ;
- Deformazione ultima del calcestruzzo ε_{cu} e dell'acciaio ε_{su} ;
- Coefficienti parziali divisorii delle resistenze γ_c e γ_s , rispettivamente per calcestruzzo ed acciaio;
- Modulo elastico dell'acciaio E_s ;
- Numero di travi ($2 \leq N_{beam} \leq 10$);
- Luci delle travi (L_j) e relative luci d'influenza (interassi);
- Altezza del solaio;
- Larghezza dell'anima delle travi;
- Diametro dell'armatura longitudinale prevista;
- Diametro dell'armatura trasversale, con relativa cella di controllo sul minimo previsto dalle Norme;
- Carichi unitari permanenti (G_{kj}) e variabili (Q_{ki});
- Coefficienti di combinazione ($\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$);
- Fattori parziali di sicurezza (γ_{Gf}, γ_{Qf});
- Classi di esposizione;
- Ricoprimento delle armature, con relativa cella di controllo sui valori minimi;
- Coefficienti relativi al calcolo dell'ampiezza delle fessure e delle frecce ($\beta_1, \beta_2, k_1, k_2, \beta$);
- Rapporto tra freccia limite (f_{lim}) e luce della trave (L);
- Età del calcestruzzo al disarmo (t_0) ed umidità relativa (RH).

Nell'*input automatico* il codice valuta i seguenti dati derivati:

- Resistenze di progetto;
- Coefficienti di riduzione delle tensioni limite di esercizio, in funzione della classe di esposizione e del tipo di combinazione di azioni;
- Coefficiente di omogeneizzazione a breve e a lungo termine;
- Combinazioni di azioni nelle diverse situazioni di progetto previste dall'*EC2*: quasi permanente, frequente, rara (*Stato Limite di Esercizio, S.L.E.*); fondamentale (*Stato Limite Ultimo, S.L.U.*).

2.2 Fase di elaborazione numerica

Questa fase intermedia è gestita da una *MACRO EXCEL* composta da una serie di istruzioni codificate, che consentono al codice di operare in modo iterativo. L'intero processo è suddiviso in una fase di calcolo delle sollecitazioni ed una di progetto.

Si riportano alcune istruzioni fondamentali che la *MACRO* esegue nell'algoritmo di gestione di queste fasi.

2.2.1 Fase di calcolo delle sollecitazioni

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni, è necessario costruire la matrice di dimensioni $px(k \cdot j)$, ove il numero di colonne j rappresenta il numero di travi dello schema statico considerato, mentre il numero di righe p rappresenta il numero di combinazioni di carico necessarie per progettare le k sezioni caratteristiche, in cui è suddivisa la j -esima trave. Per ogni riga si procede al calcolo delle sollecitazioni, costruendo in tal modo il generico vettore $(k \cdot j) \cdot x1$.

Il processo viene ripetuto p volte, ossia quante sono le combinazioni esaminate. Si ottiene così una matrice $px(k \cdot j)$, dalla quale è possibile leggere sulla generica riga l'inviluppo dei valori massimi e minimi per una fissata caratteristica di sollecitazione.

Il processo viene ripetuto per ogni caratteristica di sollecitazione e per ogni combinazione di azioni.

Le combinazioni di azioni esaminate sono riassunte in Tabella 1 e sono quelle previste dall'*EC2*.

Tabella 1 – Combinazioni di azioni [1], [2]

Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)	
Quasi Permanente	$\Sigma G_{kj} + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki}$
Frequente	$\Sigma G_{kj} + \Psi_{1i} Q_{k1} + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki}$
Rara	$\Sigma G_{kj} + Q_{k1} + \Sigma \Psi_{0i} Q_{ki}$
Stato Limite Ultimo (S.L.U.)	
Fondamentale	$\Sigma \gamma_{Gf} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qf} \Psi_{0i} Q_{ki}$

2.2.2 Fase di progetto

In questa fase, sono generate le altezze H_i delle sezioni degli elementi strutturali, in base ai seguenti vincoli progettuali:

$$H_i = H_{floor} \quad \text{for } i = 1$$

$$H_i = 5 \cdot \left[\text{INT} \left(\frac{H_{i-1}}{5} \right) + 3 \right] \quad \text{for } i = 2$$

$$H_i = 5 \cdot \left[\text{INT} \left(\frac{H_{i-1}}{5} \right) + 1 \right] \quad \text{for } i = 3, \dots, n$$

Con le precedenti relazioni si ottiene un insieme di n possibili sezioni aventi altezze multiple di 5 cm.

Il passo successivo è quello di procedere al progetto automatico delle $k \cdot j$ sezioni appena ottenute, operando due tipi di dimensionamento di armatura: il primo secondo gli *S.L.E.* e l'altro secondo gli *S.L.U.*

Il codice attraverso funzioni logiche (*IF*, *AND*, *OR*, *TRUE*, *FALSE*) sceglie la soluzione ottimale in base al criterio esposto in seguito e procede alla verifica della *i*-esima soluzione ottenuta. Così facendo si valutano i parametri di risposta essenziali relativi alla soluzione, quali caratteristiche geometriche della sezione e dell'armatura, numero delle barre e delle staffe progettate, valori delle tensioni e delle deformazioni, ampiezza delle fessure, caratteristiche di resistenza delle sezioni, ecc.

Le caratteristiche geometriche della sezione e dell'armatura, il numero delle barre e delle staffe progettate sono copiati nel menù primario dell'output, composto dai vettori $kx(3 \cdot j)$. Il numero 3 che compare in quest'ultima dimensione fa riferimento al numero di barre di armatura longitudinale in zona tesa, a quello in zona compressa ed al numero di staffe.

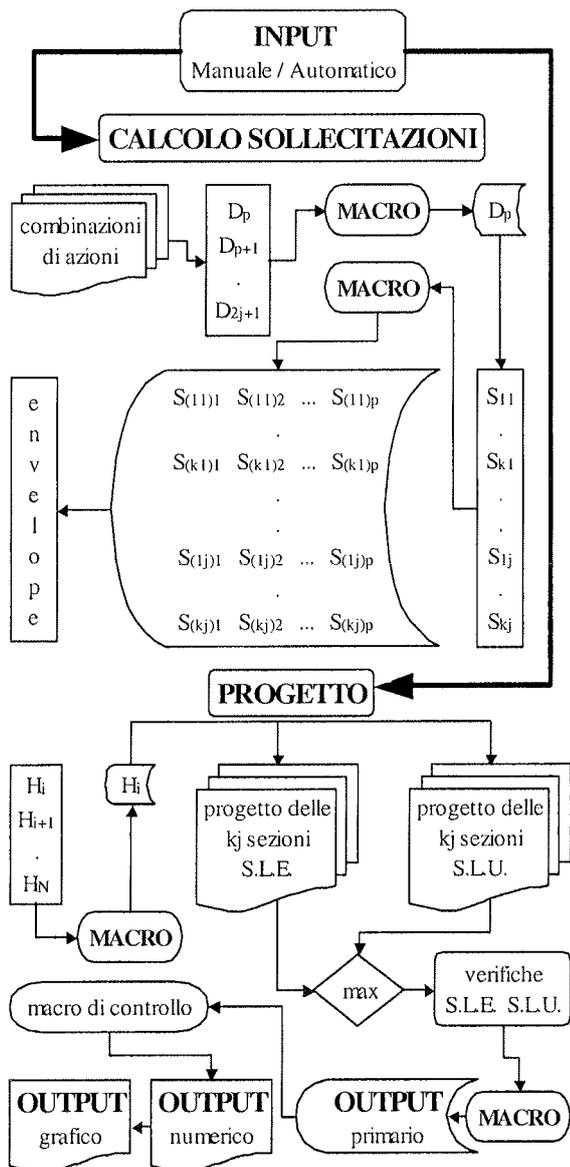


Figura 1 – Flow-chart sul funzionamento del codice di calcolo implementato

2.3 Fase di output

Quest'ultima fase è suddivisa in un menù primario ed in due sottomenù di controllo, rispettivamente numerico e grafico.

Il *menù primario* rappresenta la parte più importante dell'intero output perché è in grado di fornire una immediata valutazione sulla soluzione finale, attraverso un quadro generale di tutte le sezioni armate. Infatti, si presenta sotto forma di una tabella in cui è riportato il numero di barre longitudinali in zona tesa, in zona compressa ed il numero di staffe calcolate dal codice per ogni trave, sezione ed altezza. Un comando condizionato consente, in modo interattivo, senza la ripetizione del calcolo, di visualizzare un fissato numero di soluzioni $1 \leq N_{soluzione} \leq 15$, ognuna valida per un certo numero di sezioni $N_{sezione} = 3 \text{ or } 10$. Ogni soluzione è inoltre contraddistinta da una cella di controllo che assume la colorazione verde o rossa a seconda dell'ammissibilità o meno della soluzione.

Da questo menù è possibile, attraverso un pulsante di comando e dopo aver selezionato la sezione da adottare, aprire le finestre relative ai due sottomenù di controllo.

Il *sottomenù di controllo numerico* è un output che sintetizza l'intera operazione in una tabella relativa al controllo sulle tensioni, sull'ampiezza delle fessure, sulle frecce di inflessione, sulle deformazioni ultime, sulle caratteristiche della sollecitazione resistenti e sui coefficienti $\gamma_0 = R_d / S_d$, per la soluzione che è stata prescelta nel menù precedente.

Il *sottomenù di controllo grafico* è invece un output costituito da diagrammi delle sollecitazioni, da diagrammi momento-curvatura $M - \chi$, da grafici relativi alle frecce di inflessione e da domini di resistenza momento-taglio $M_R - V_R$.

3. L'ALGORITMO DI CALCOLO

Nel seguito si descrive l'algoritmo di calcolo implementato e le prescrizioni fornite dall'*EC2*, relativamente al calcolo delle sollecitazioni ed al progetto e verifica dell'armatura, sia per gli *S.L.E* sia per gli *S.L.U*.

3.1 Calcolo sollecitazioni

In ogni sezione e per ogni situazione di progetto, il momento sollecitante di calcolo M_{sd} ed il taglio sollecitante di calcolo V_{sd} sono il risultato di un involucro dei massimi valori calcolati disponendo le azioni variabili nelle condizioni più gravose, per lo schema di calcolo esaminato. Il metodo adottato si può sintetizzare nell'equazione dei quattro momenti, che in questo caso diventa un sistema di equazioni la cui soluzione è affidata ad *EXCEL* attraverso il calcolo matriciale.

3.2 Criteri di progetto e verifica secondo gli S.L.E.

L'algoritmo implementato in questa sezione può essere schematizzato nei seguenti passi (Figura 2):

- Calcolo del quantitativo di armatura per la combinazione di azioni rara, tenendo conto delle tensioni limite in esercizio, attraverso le relazioni:

$$A_s = \frac{M_{sd} + \frac{1}{2} \sigma_c B x \left(\frac{x}{3} - h' \right)}{\sigma_s (h - h')}$$

$$A'_s = \frac{M_{sd} - \frac{1}{2} \sigma_c B x \left(h - \frac{x}{3} \right)}{\sigma'_s (h - h')}$$

Ove le quantità A_s ed A'_s rappresentano rispettivamente l'area tesa e compressa dell'armatura di acciaio.

- Calcolo delle tensioni per tutte le combinazioni.
- Verifica dello stato tensionale nel calcestruzzo per la combinazione di azioni quasi permanente. Se tale verifica non è soddisfatta, l'armatura è incrementata dei quantitativi ΔA_s e $\Delta A'_s$, rispettivamente per l'armatura tesa e compressa, viceversa l'incremento risulterà nullo. In cui:

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M_{sd}}{\sigma_s (h - h')}$$

$$\Delta A'_s = \frac{\Delta M_{sd}}{\sigma'_s (h - h')}$$

avendo posto per l'incremento di momento sollecitante di progetto:

$$\Delta M_{sd} = M_{sd} - \frac{\sigma_c J_{id,1}}{x}$$

- Calcolo dell'ampiezza caratteristica delle fessure (w_k) per ogni combinazione di azioni:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

- Verifica a fessurazione. Se tale verifica fornisce esito negativo, allora si incrementa l'armatura con le precedenti espressioni di ΔA_s e $\Delta A'_s$, adottando il massimo valore tra gli incrementi derivanti dalle tre combinazioni, in cui:

$$\Delta M_{sd} = M_{sd} - \frac{\sigma_s J_{id,2}}{n(h-x)}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \left[\frac{E_s w_{lim}}{\beta s_{rm}} + \sqrt{\left(\frac{E_s w_{lim}}{\beta s_{rm}} \right)^2 + 4 \beta_1 \beta_2 \sigma_{sr}^2} \right]; \bar{\sigma}_s \right\}$$

viceversa l'incremento di armatura risulterà nullo.

A questo punto il codice ripete l'intera procedura, ma con un nuovo valore del coefficiente di omogeneizzazione n :

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi_{\infty})$$

in cui il coefficiente di viscosità φ_{∞} è valutato automaticamente in funzione dei dati di input (t_0 e RH), interpolando linearmente i valori della tabella dell'*EC2*,

tenendo conto delle dimensioni fittizie che si hanno all'i-esima iterazione.

Il quantitativo di area di armatura così valutato è trasformato in un numero intero di barre, che rispettano inoltre i quantitativi minimo ($A_{s,min}$) e massimo ($A_{s,max}$) previsti dall'*EC2*, come di seguito riportato:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0.6}{f_{yk}} B h ; 0.0015 B h \right\}$$

$$A_{s,max} = A'_{s,max} = 0.03 B \cdot H$$

In ogni caso, sia in zona tesa sia in zona compressa, il numero di barre non dovrà essere né inferiore a due barre né superiore al limite geometrico, funzione della larghezza dell'anima della trave, del ricoprimento e del minimo passo tra le armature.

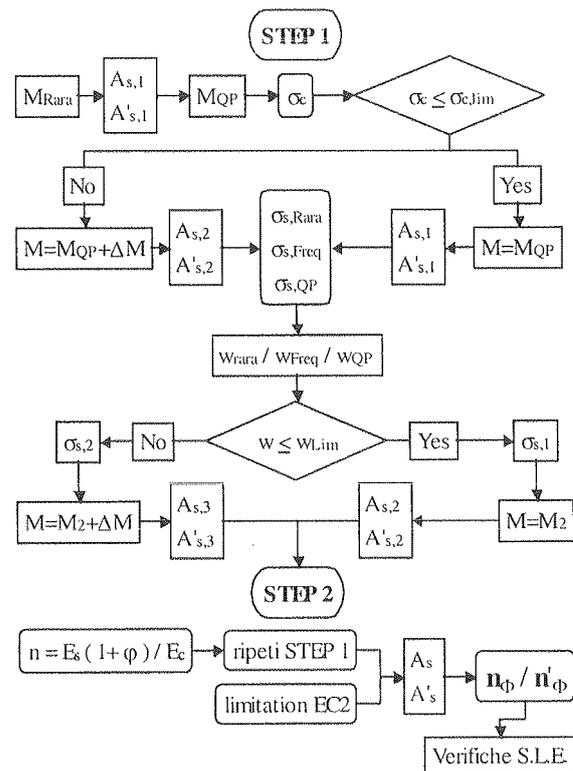


Figura 2 – Diagramma di flusso per il progetto agli S.L.E.

3.3 Criteri di progetto e verifica agli S.L.U.

Il diagramma di flusso che sintetizza l'algoritmo per il progetto agli *S.L.U.* è illustrato in Figura 3. Per ogni inclinazione θ del traliccio (secondo l'*EC2* $0.5 \leq \cot \theta \leq 2$) si esegue il calcolo del taglio resistente V_{Rd2} e del quantitativo di armatura trasversale teorico (sostituendo a V_{Rd3} il valore di V_{sd} e tenendo conto dei valori limite previsti):

$$V_{Rd2} = \frac{0.9 h B v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_{sd}}{0.9 h f_{yd}} \tan \theta$$

in cui:

$$\frac{A_{sw}}{s} (V_{Rd2}) \leq \frac{A_{sw}}{s} \leq \frac{v B f_{cd}}{2 f_{yd}}$$

Trasformato il quantitativo di armatura trasversale teorico in un numero intero di staffe e calcolato il relativo valore del taglio resistente V_{Rd3} , così dato:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{yw}}{s} 0.9 h f_{yd} \cot \theta$$

si passa al calcolo di un nuovo valore del momento sollecitante:

$$M_{sd} = M_{sd, schema\ stat} + \Delta M_{sd}$$

in cui l'incremento di momento sollecitante ΔM_{sd} vale:

$$\Delta M_{sd} = \frac{1}{2} V_{Rd3} \cot \theta$$

Mediante quest'ultimo valore si effettua il calcolo dell'armatura longitudinale tesa e compressa, fornite da:

$$A_s = \frac{M_{sd} + \alpha f_{cd} B x (\zeta x - h')}{f_{yd} (h - h')}$$

$$A'_s = \frac{M_{sd} - \alpha f_{cd} B x [h - \zeta h]}{f'_{yd} (h - h')}$$

adottando, per tale progetto, i valori limite delle deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio. Ad esempio, nel caso di $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ e $\epsilon_{su} = 1\%$ si ha che la posizione dell'asse neutro è data da $x = 0.259 h$ ed $\zeta = 0.416 x$.

Relativamente ad ogni valore di θ , tra tutte le somme delle percentuali geometriche di armatura trasversale e longitudinale si adotta il valore minimo. Tenendo conto dei quantitativi minimo e massimo di armatura longitudinale e determinati, in ogni caso, da vincoli costruttivi, si trasforma l'area di calcolo in un numero intero di barre.

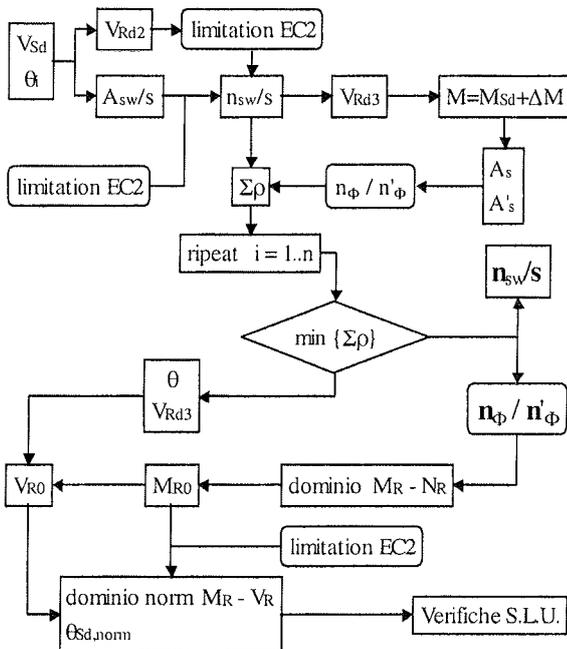


Figura 3. Diagramma di flusso per il progetto agli S.L.U.

Con la sezione effettiva valutata, si entra in un dominio di rottura $M_R - N_R$, ricavando i valori limite relativi alla riga $\Sigma N = 0$. Il momento resistente così determinato (M_{R0}) risulta dal calcolo a flessione semplice, ma è relativo ad un quantitativo di armatura superiore a quello richiesto dal momento sollecitante calcolato sullo schema statico. In realtà esso riproduce un punto su un dominio resistente $M_R - V_R$ ($M_R = M_{R0}; V_R = 0$). Un altro punto caratteristico di tale dominio è quello di coordinate $M_R = 0; V_R = V_{R0}$, in cui:

$$V_{R0} = \sqrt{2 \frac{M_{R0}}{z} V_{Rd3} \tan \theta}$$

Normalizzando, per semplicità, la curva rispetto a questi due valori si ottiene una frontiera la cui equazione è fornita dalla seguente equazione:

$$\frac{M_R}{M_{R0}} + \left(\frac{V_R}{V_{R0}} \right)^2 = 1$$

Il punto cercato si troverà sulla direzione della retta la cui inclinazione è data dal rapporto delle sollecitazioni M e V (normalizzate), derivanti dalla risoluzione dello schema statico:

$$\frac{M_{sd} / V_{sd}}{M_{R0} / V_{R0}}$$

Se detta inclinazione non risulta interna al range imposto dalla Norma, il codice provvede a valutare il punto cercato su una delle due direzioni limite.

La scelta conclusiva sarà quella che prevede, tra i due progetti eseguiti, il quantitativo massimo di armatura in zona tesa, con la corrispondente armatura in zona compressa.

4. ESEMPIO NUMERICO

La procedura prima esposta è stata applicata al progetto di una trave continua di cinque campate, i cui parametri di input sono di seguito riportati.

- Luce delle cinque campate:
 - $L_1 = L_5 = 4.00$ m;
 - $L_2 = L_4 = 5.00$ m;
 - $L_3 = 6.00$ m;
- Carico permanente:
 - $G_k = 50$ kN/m²;
- Sovraccarico variabile:
 - $Q_k = 20$ kN/m²;
- Interasse travi:
 - $i = 5.00$ m;
- Altezza solaio:
 - $H_{floor} = 240$ mm;
- Larghezza sezione trasversale della trave:
 - $B = 300$ mm;
- Altezza della trave:
 - $H = 550$ mm;
- Resistenza caratteristica del calcestruzzo:
 - $f_{ck} = 30$ N/mm²;
- Resistenza caratteristica dell'acciaio:
 - $f_{yk} = 430$ N/mm².
- Diametro barre longitudinali:
 - $\phi_s = 16$ mm;

- Diametro delle staffe:

$$\phi_{sw} = 8 \text{ mm};$$

Relativamente all'applicazione esaminata, sono stati diagrammati alcuni dei risultati più significativi per la campata di luce L_3 .

In Figura 4 è diagrammato l'andamento delle inflessioni, in cui la linea a carattere più marcato individua l'inflessione media tra il I e II stadio.

Le Figure 5 e 6 mostrano il diagramma $M - \chi$ rispettivamente per la sezione di appoggio e quella di mezzeria.

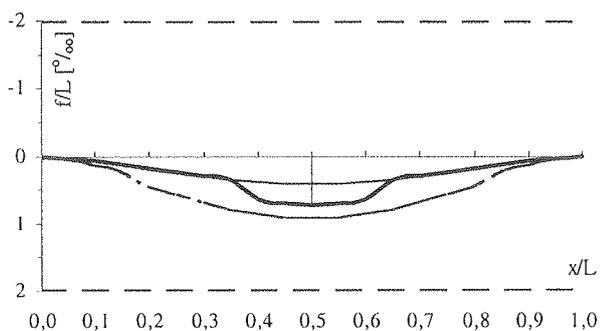


Figura 4. Diagramma delle inflessioni

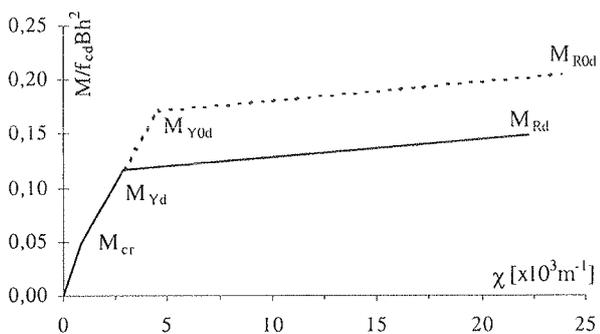


Figura 5. Diagramma $M - \chi$ per la sezione di appoggio

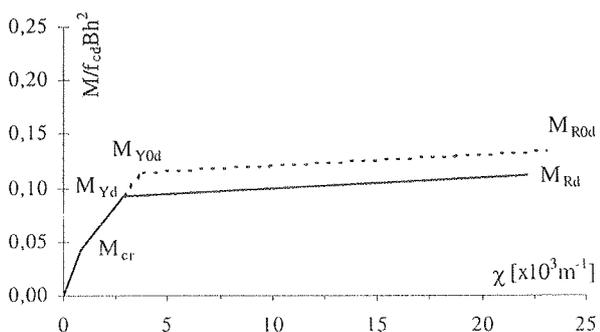


Figura 6. Diagramma $M - \chi$ per la sezione di mezzeria

Le Figure 7 e 8 mostrano il diagramma $M - V$ rispettivamente per la sezione di appoggio e quella di mezzeria.

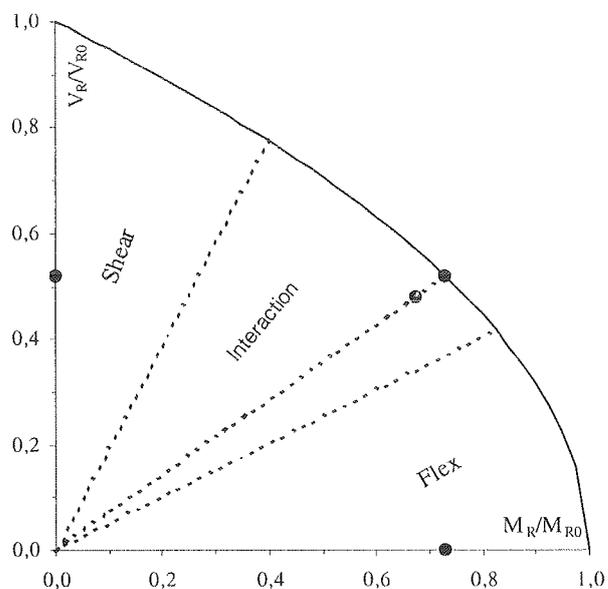


Figura 7. Diagramma $M - V$ per la sezione di appoggio

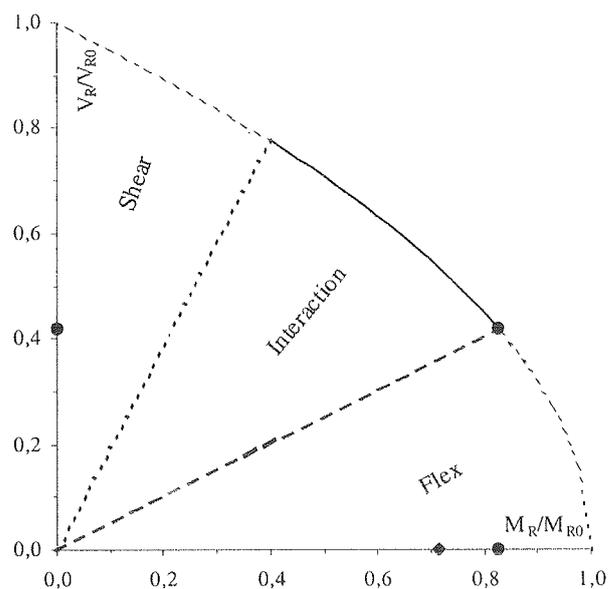


Figura 8. Diagramma $M - V$ per la sezione di mezzeria

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha trattato fondamentalmente del progetto automatico di elementi strutturali in C.A., focalizzando l'attenzione sul predimensionamento di

Solution Number		6		CONTROLLO		PRINT		CONTROLLO													
Number of section for beam		3		Numerico				Grafico													
Number of beam		5																			
		B _t [mm] = 300			Φ [mm] = 16			Φ _{bt} [mm] = 8													
Sol. N.		H _{near} [mm]	Sect.	BEAM 1 L [m] = 4,00			BEAM 2 L [m] = 5,00			BEAM 3 L [m] = 6,00			BEAM 4 L [m] = 5,00			BEAM 5 L [m] = 4,00			BEAM 6 L [m] = 0,00		
				n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}	n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}	n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}	n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}	n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}	n _{ntop}	n _{lbt}	n _{sw/s}
1	no	240	Left Middle Right																		
2	no	350	Left Middle Right																		
3	no	400	Left Middle Right																		
4	no	450	Left Middle Right																		
5	ok	500	Left Middle Right	2	2	4	5	3	6	6	4	11	6	4	11	5	3	6			
6	ok	550	Left Middle Right	2	3	4	2	3	4	3	4	4	2	3	4	2	3	4			
7	ok	600	Left Middle Right	2	2	4	4	2	5	6	2	4	6	2	4	4	2	5			
8	ok	650	Left Middle Right	2	3	4	2	3	4	2	4	4	2	3	4	2	3	4			
9	ok	700	Left Middle Right	2	2	4	4	2	5	6	2	4	6	2	4	4	2	5			

Figura 9. Tabella tipo di output

elementi trave. Per tale tipologia di elementi si è proceduto, oltre che al predimensionamento, anche alla verifica secondo quanto indicato nell'EC2, relativamente agli S.L.E. ed agli S.L.U. Scopo del progetto automatico è stato quello di individuare già in fase di predimensionamento dei valori ottimali delle sezioni trasversali degli elementi, sia in termini di caratteristiche geometriche sia di quantitativo di armatura. Non si dimentichi, infatti, che un progetto ottimale deve rispettare sia le dovute caratteristiche di resistenza esprimibili dalla relazione $R \geq S$ (R : Resistenza; S : Sollecitazione), sia vincoli di carattere economico, legati al risparmio di materiale utilizzato.

A conclusione di quanto mostrato in precedenza, si può constatare anzitutto la potenzialità dell'utilizzo della MACRO in fase di predimensionamento di strutture in C.A., e poi la flessibilità del codice di calcolo implementato.

L'utilizzo di una procedura automatica in fase di predimensionamento può fornire un valido aiuto al progettista nella scelta di possibili sezioni trasversali degli elementi strutturali, nel rispetto dei vincoli forniti dalla norma.

In questo modo è possibile svincolarsi dalle numerose variabili che condizionano la progettazione, riducendo il numero di iterazioni necessarie al fine di conseguire una ottimale progettazione degli elementi strutturali in C.A.

Si sottolinea, inoltre, che il possibile range di sezioni ottimali valutate, oltre che in termini di dimensioni

geometriche, sono fornite con un numero finito di barre di armatura, così come mostrato in Figura 9.

6. RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato reso possibile grazie ai fondi prelevati dal COFIN2002, di cui è responsabile scientifico Franco Bontempi, professore straordinario dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza".

Gli autori desiderano altresì esprimere il proprio sentito ringraziamento al professore Franco Bontempi dell'Università degli studi di Roma "La Sapienza", per il continuo sostegno ed i costruttivi consigli forniti per il conseguimento di questo lavoro.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] EUROCODICE 1 – 1994, *Basi di calcolo ed azioni sulle strutture, Parte 1: Basi di calcolo.*
- [2] EUROCODE 2 – ENV 1992 1-1, *Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- [3] EUROCODE 2 – ENV 1992-1-3, *Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Part 1-3: Strutture prefabbricate di calcestruzzo.*

- [4] Manuale di Ingegneria Civile, vol. 2 – 1999, Zanichelli/Esac, Bologna.
- [5] BIONDINI F. – 1999, Optimal Limit State Design of Concrete Structures using Genetic Algorithms, *Studi e Ricerche*, n. 20, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano.
- [6] BIONDINI F., BONTEMPI F., RADOĞNA E.F. – 2002, La modellazione realistica delle strutture in C.A./C.A.P., *Giornate Aicap 2002*, Bologna.
- [7] BONTEMPI F., MALERBA P.G., ROMANO L. - 1994, Formulazione diretta secante dell'analisi non lineare di telai in C.A. e C.A.P., *Studi e Ricerche*, n. 16.
- [8] BONTEMPI F., SGAMBI L. - 2002, Analisi tridimensionale di pile da ponte a doppia lama, *Giornate AICAP 2002*, Bologna.
- [9] CALZONA R., CESTELLI GUIDI C. – 1975, *Il calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite*, Hoepli Ed.
- [10] CATALLO L. - 2001, *Analisi non lineare di strutture in CA/CAP mediante algoritmi genetici di ottimizzazione*, Tesi di Laurea Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, Roma.
- [11] DONAGGIO E. – 1994, *Manuale del calcestruzzo armato*, Zanichelli Editore S.p.A., Bologna.
- [12] LANCILLOTTI A.M.G. - 2002, *Gli Stati Limite Ultimi nella progettazione automatica di strutture intelaiate in cemento armato*, Tesi di Laurea Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, Roma.
- [13] LEET K., BERNAL D. – 1997, *Reinforced Concrete Design*, McGraw Hill.
- [14] MALERBA P.G. - 1998, *Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato*, CISM Udine.
- [15] MARTINEZ Y CABRERA F., MALERBA P.G. – 2000, *Ponti e viadotti: Concezione, Progetto, Analisi e Gestione*, F. Martinez Y Cabrera, C. Gentile, P.G. Malerba (Eds), Pitagora Editrice.
- [16] MASCIO M. – 2000, *Confronto critico della normativa nazionale ed europea con riferimento al progetto di una torre per telecomunicazione*, Tesi di Laurea Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, Roma.
- [17] MOSLEY W.H., HULSE R., BUNGEY J.H. – 1996, *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*, Macmillan Press LTD, London.
- [18] POZZATI P., CECCOLI C. – 1999, *Teoria e Tecnica delle Strutture*, UTET, Torino.
- [19] RADOĞNA E.F. – 1997, *Tecnica delle Costruzioni*, vol. 2, Masson S.p.A., Milano.
- [20] SORGIOVANNI I. - 2002, *Dimensionamento ottimale di strutture intelaiate in cemento armato nel rispetto degli Stati Limite di Servizio*, Tesi di Laurea Università degli Studi di Roma “La Sapienza”, Roma.
- [21] SGAMBI L. - 2002, “Analisi tridimensionale delle tensioni generate dalla precompressione nei pannelli alveolari”, Congresso CTE.

COMPORTAMENTO AL FUOCO DI STRUTTURE IPERSTATICHE DI C.A.

Annibale Luigi Materazzi¹, Marco Breccolotti², Ilaria Venanzi³

¹ Straordinario di Progetto di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

² Dottore di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

³ Dottorando, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

SOMMARIO

Viene presentata una metodologia di analisi per lo studio del comportamento al fuoco di telai di cemento armato. Essa opera in campo non lineare ed è in grado di tener conto della dipendenza dalla temperatura delle proprietà dei materiali e di eventuali fenomeni di fessurazione e schiacciamento del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio. L'applicazione ad alcuni casi di studio rappresentativi di tipologie strutturali ricorrenti consente di discutere criticamente la qualità delle stime di sicurezza ottenute dall'applicazione dei metodi semplificati proposti dalla normativa.

SUMMARY

A methodology for the analysis of fire behavior of R.C. frames is presented. It is a non-linear analysis procedure which can take into account the dependence with the temperature of the material properties as well as can handle cracking and crushing of concrete and yielding of steel. The application to some case studies allow to discuss the quality of safety estimates obtained with the application of the simplified methods proposed by the code.

1. INTRODUZIONE

Le strutture di cemento armato esposte ad incendio manifestano una riduzione della loro capacità di prestazione per effetto del danneggiamento dei materiali dovuto alle alte temperature. In aggiunta a tale effetto tanto le strutture isostatiche che quelle iperstatiche sono sottoposte ad uno stato di coazione dovuto alle dilatazioni termiche contrastate, che rendono più gravosa la domanda di prestazione alle sezioni resistenti.

La maggior parte delle norme tecniche sulla valutazione analitica della resistenza al fuoco consente di effettuare verifiche semplificate che considerano i vari componenti strutturali separati fra loro e, quindi, non tengono conto dell'effetto delle sollecitazioni aggiuntive dovute alle coazioni. Vengono, però, utilizzate curve tempo-temperatura convenzionali che, rappresentando l'effetto di scenari di

incendio più gravosi di quelli reali, bilanciano in parte la stima per difetto delle sollecitazioni. In ogni caso resta difficile valutare la sicurezza delle travi e dei pilastri in corrispondenza dei nodi, poiché non vengono stimate in modo attendibile le sollecitazioni di continuità.

La tendenza attuale verso l'impiego di curve tempo-temperatura più aderenti alla reale dinamica degli incendi reali rimuove l'effetto di compensazione sopra detto e richiede perciò la valutazione delle sollecitazioni alle alte temperature.

Il presente lavoro si inserisce in questo quadro generale e presenta una metodologia di analisi in grado di valutare l'influenza delle dilatazioni termiche contrastate sul comportamento al fuoco di strutture intelaiate di c.a. e di stimare, inoltre, le sollecitazioni di continuità nei nodi. Essa è basata sul metodo degli elementi finiti, opera in campo non-lineare ed è in grado di tener conto della dipendenza dalla temperatura dei legami costitutivi dei materiali.

2. IL QUADRO NORMATIVO

2.1 La Norma UNI-VVF 9502

Il metodo di valutazione della resistenza al fuoco previsto nel principale documento legislativo italiano in materia di protezione al fuoco, la Circolare n° 91 del 1961 [1], è basato sull'esecuzione di prove sperimentali al forno su prototipi di dimensioni contenute, compatibili con quelle delle camere di prova.

Successivamente, nel 1989, in armonia con l'evoluzione della normativa internazionale, è stata emanata la norma UNI/CNVVF 9502 [2], aggiornata recentemente nel 2001, che prevede, in alternativa al metodo sperimentale, l'impiego di un metodo analitico di valutazione della resistenza al fuoco.

Entrambi i metodi, quello sperimentale e quello analitico, fanno uso di una curva tempo-temperatura convenzionale [3], valida per tutte le tipologie strutturali, che definisce l'andamento nel tempo della temperatura dell'aria durante l'incendio e che presenta un andamento crescente con legge monotona (fig.1).

Nel caso delle prove al forno l'impiego di una curva di questo tipo è legato agli aspetti tecnologici della realizzazione dell'incendio nelle camere di prova, nelle quali risulta estremamente complicato, se non impossibile, riprodurre storie tempo-temperatura che presentino rami cadenti dopo il raggiungimento del valore massimo della temperatura.

Viceversa la UNI/CNVVF 9502 adotta tale curva al fine di rendere congruenti le previsioni teoriche con quelle sperimentali, anche se essa potrebbe facilmente essere adattata per trattare il caso di incendi diversi da quello convenzionale e più aderenti alla realtà.

Il procedimento analitico consiste nel considerare componenti strutturali singoli, alle estremità dei quali sono applicate le sollecitazioni di continuità determinate mediante un'analisi strutturale "a freddo".

In particolare la UNI/CNVVF 9502 prevede tre metodologie di analisi: un metodo tabellare, un metodo detto del fattore di riduzione medio ed un metodo detto della sezione equivalente.

Mentre il metodo tabellare è basato unicamente su prescrizioni di tipo geometrico sulla configurazione delle sezioni resistenti, gli altri due metodi sono basati sulla determinazione del campo delle temperature all'interno del componente esposto all'incendio convenzionale per la durata richiesta, risolvendo l'equazione di Fourier che governa il problema.

I due metodi si differenziano fra di loro per il fatto che quello detto del fattore di riduzione medio tiene conto mediante un coefficiente globale del degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali dovuto alla temperatura, mentre il metodo della sezione equivalente, più raffinato, è in grado di tener conto in modo puntuale del degrado dei materiali.

In entrambi i casi viene determinata la capacità di prestazione delle sezioni, giungendo alla costruzione dei corrispondenti domini di interazione M-N validi per la durata considerata.

Il confronto con la corrispondente domanda di prestazione dovuta alle sollecitazioni agenti (determinate mediante l'analisi a freddo) consente, infine, di esprimere il giudizio sulla sicurezza.

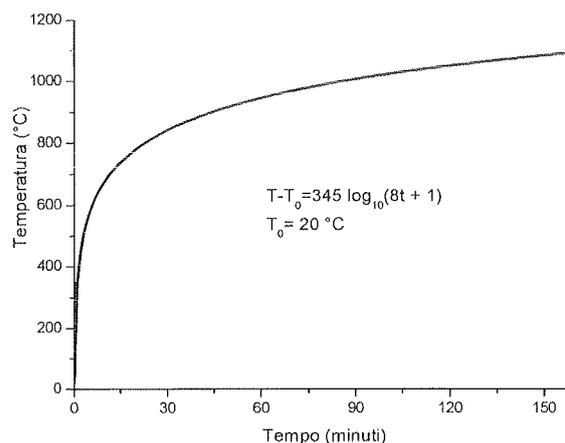


FIG. 1 - Curva tempo-temperatura standard, da [3].

2.2 L'Eurocodice 2 – Parte 1.2

L'Eurocodice 2, affronta il problema della resistenza al fuoco nella parte 1.2 [4]. Esso prevede due famiglie di procedure: la prima, definita di tipo prescrittivo, utilizza l'incendio convenzionale, la seconda, definita di tipo prestazionale, è basata sull'impiego di incendi reali.

Nell'ambito di ciascuna famiglia di procedure sono previste tre modalità di analisi di complessità crescente: analisi limitate a componenti isolati, analisi che operano su sottostrutture, analisi di sistemi strutturali completi.

A sua volta ciascuna modalità di analisi comprende una o più procedure alternative. Solo le analisi limitate a componenti isolati e che utilizzano l'incendio convenzionale possono avvalersi dell'uso di tabelle che, come nel caso delle UNI/CNVVF 9502, riducono il problema termo-meccanico ad un problema di tipo geometrico.

Le altre modalità di analisi utilizzano procedure definite semplificate o procedure definite avanzate.

Fissando l'attenzione sulle procedure avanzate, che non vengono specificate in modo dettagliato, ma vengono soltanto delineate, si osserva che esse sono sostanzialmente analoghe alla procedura previste dalle norme UNI/CNVVF 9502, salvo alcune differenze dovute alla diversa definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali alle alte temperature.

In particolare si nota un perfezionamento rispetto alla definizione dei legami costitutivi, consistente nel prevedere che all'incremento della temperatura i valori delle deformazioni unitarie corrispondenti ai punti rilevanti dei legami stessi vadano aumentando. Ciò corrisponde alle evidenze sperimentali disponibili.

Inoltre, per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, viene suggerito l'impiego di un legame costitutivo caratterizzato da un ramo cadente oltre il picco di massima resistenza, caratteristica che rende leggermente più complicata la metodologia di determinazione dei domini di interazione M-N delle sezioni.

Di grande interesse è infine l'introduzione di procedure che consentono l'analisi di sistemi strutturali completi sottoposti ad incendi reali. Il presente studio si colloca proprio nell'ambito di questa classe di procedure.

3. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE STRUTTURE DI C.A. ESPOSTE AL FUOCO

3.1 Considerazioni introduttive

Le strutture esposte all'azione dell'incendio sono sottoposte, da un lato, ad una riduzione della loro capacità di prestazione, dovuta al danneggiamento termico dei materiali – calcestruzzo ed acciaio - , e , dall'altro, ad una variazione delle caratteristiche di sollecitazione rispetto alla condizione a freddo, a causa delle dilatazioni termiche contrastate.

I due fenomeni, per di più, interagiscono fra di loro, nel senso che la riduzione dei moduli elastici che si verifica all'aumentare della temperatura, tende a mitigare gli effetti iperstatici delle azioni termiche.

Pertanto l'analisi della capacità di prestazione della struttura viene eseguita sottoponendo contemporaneamente un opportuno modello non lineare del sistema tanto ai carichi esterni, quanto all'azione termica dovuta all'incendio.

Mentre è ben chiaro che le dilatazioni termiche contrastate producano variazioni di sollecitazione nelle strutture intelaiate di cemento armato [5,6], meno evidente è il fatto che tale fenomeno si manifesta anche nei componenti isolati, come posto in luce con grande chiarezza dal Prof. T.Tassios nel 1991 [7].

Questo fenomeno, sistematicamente ignorato da tutte le normative tecniche, è dovuto essenzialmente al fatto che la bassa conducibilità del calcestruzzo strutturale, unita alla sua elevata capacità termica ed alla sua massa, fa sì che nel corso di esposizioni al fuoco anche lunghe non si raggiunga uno stato stazionario di trasmissione del calore. Al contrario tutta l'evoluzione del capo termico si svolge in regime transitorio e di conseguenza l'andamento della temperatura all'interno delle sezioni non varia con la profondità con legge lineare. Di conseguenza la aliquota di allungamento delle fibre delle sezioni dovuta all'aumento della temperatura avviene senza conservare la planarità della deformazione. Peraltro la necessaria conservazione delle sezioni piane fa intervenire opportune sollecitazioni flessionali, che hanno il carattere di azioni iperstatiche e vanno a sommarsi a quelle dovute ai carichi esterni.

3.2 Metodologia proposta per l'analisi della risposta di strutture di c.a. esposte ad incendio

La procedura proposta è in grado di trattare il caso di telai piani di cemento armato esposti ad incendio e sottoposti a carichi esterni.

I telai vengono discretizzati applicando la tecnica degli elementi finiti e quindi sono modellati come un insieme di elementi monodimensionali collegati fra di loro nei nodi in cui convergono, essendo ciascun nodo dotato di tre gradi di libertà.

I modelli utilizzati per descrivere il comportamento dei caratteristiche dei materiali prevedono la possibilità di fessurazione e schiacciamento del calcestruzzo e di snervamento delle barre di acciaio. Inoltre le proprietà dei materiali, quali il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo, della tensione di snervamento dell'acciaio, e le corrispondenti caratteristiche di deformabilità sono considerate dipendenti dalla temperatura locale. Per ulteriori

dettagli sulla modellazione dei materiali si rimanda al successivo paragrafo 3.3.

Il problema, così formulato, è di tipo non lineare e viene risolto mediante integrazione al passo delle equazioni di equilibrio nei nodi, operando mediante iterazioni che si svolgono nell'ambito di ciascun passo, opportuni aggiornamenti alle matrici di rigidezza delle aste per tener conto dei legami costitutivi utilizzati.

Senza entrare in dettagli analitici noti, è utile attirare l'attenzione su alcune specifiche caratteristiche della discretizzazione adottata, legate alle particolari condizioni indotte da carico di incendio.

Allo scopo di meglio simulare le caratteristiche non lineari delle aste, esse sono suddivise in segmenti. Le matrici di rigidezza dei segmenti vengono condensate per determinare le matrici di rigidezza delle aste. Ciascun segmento viene trattato come un consueto elemento di trave, assumendo che lungo il suo sviluppo la forza assiale si mantenga costante ed il momento flettente vari linearmente. A ciascun elemento viene attribuita un'unica sezione trasversale, che viene a sua volta discretizzata in elementi finiti bidimensionali, allo scopo di determinare le proprietà geometriche e meccaniche e le caratteristiche di sollecitazioni interne.

La stessa discretizzazione utilizzata per la sezione trasversale di ciascun elemento viene utilizzata per studiare l'andamento del campo termico indotto dall'incendio, calcolo che viene eseguito preventivamente alla esecuzione dell'analisi non-lineare delle sollecitazioni. Ciò equivale a considerare disaccoppiato il problema termico da quello meccanico, soluzione già discussa ed adottata a suo tempo dal Fourier [8] e che consente un'approssimazione largamente soddisfacente per i problemi applicativi dell'Ingegneria Civile.

La metodologia di calcolo descritta è stata tradotta in una procedura di calcolo automatico basata sul noto codice di libreria internazionale FIRES-RC2 [9], distribuito dal Fires Research Group dell'Università di California a Berkeley, opportunamente modificato per tener conto dei legami costitutivi dei materiali descritti nel paragrafo 3.3.

3.3 Proprietà dei materiali

3.3.1 Calcestruzzo

Il legame costitutivo adottato per il calcestruzzo in compressione è costituito di un ramo crescente fino al valore di picco e quindi di un ramo cadente.

Il ramo crescente è conforme alle indicazioni dell'Eurocodice 2 ed è descritto dalla relazione:

$$\sigma = \frac{3 \varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (1)$$

in cui: $f_{c,\theta}$ è la resistenza a compressione;

$\varepsilon_{c1,\theta}$ è la deformazione unitaria ad $f_{c,\theta}$;

$\varepsilon_{cu,\theta}$ è la deformazione massima.

I parametri precedenti, che dipendono dalla temperatura

θ , sono desunti dell'Eurocodice 2, con riferimento al caso di calcestruzzo confezionato con aggregati calcarei e sono riportati in tab. I.

Il ramo cadente oltre il picco è stato modellato mediante un opportuno polinomio del terzo ordine. Il modello tiene anche conto della resistenza a trazione del materiale, utilizzando la formulazione dell'Eurocodice 2:

$$f_{ck,t(\theta)} = k_{ck,t(\theta)} f_{ck,t} \quad (2)$$

in cui:

$$k_{ck,t(\theta)} = 1.0 \quad (\text{per } \theta \leq 100^\circ\text{C})$$

$$k_{ck,t(\theta)} = 1.0 - 1.0(\theta - 100) / 500 \quad (\text{per } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C})$$

3.3.2 Acciaio da cemento armato

Il legame costitutivo dell'acciaio da cemento armato è di tipo elastico-perfettamente plastico. Il modello utilizzato prevede la possibilità di rami di scarico e di carichi ciclici elementi indispensabili per la corretta esecuzione delle analisi non lineari al passo.

I valori della resistenza massima e del modulo elastico dipendono dalla temperatura secondo le relazioni espresse dalla tab. II, in cui $f_{sy,\theta}$ ed $E_{s,\theta}$ sono rispettivamente la tensione di snervamento ed il modulo elastico alla temperatura θ , mentre f_{yk} ed E_s sono i corrispondenti valori a temperatura ambiente.

4. APPLICAZIONE AL CASO DI STRUTTURE DI TIPOLOGIA RICORRENTE

4.1 Tipologia strutturale considerata

Quale caso di studio rappresentativo di una vasta classe di strutture di tipologia ricorrente è stato considerato il telaio piano di fig. 2.

L'altezza del primo piano è stata assunta pari a m 3.50 e quella del secondo piano pari a m 3.00. Per quanto riguarda le travi sono state considerate due situazioni, la prima con travi di 5 m di luce ed aventi sezione rettangolare di 30 x 50 cm, la seconda con travi di 8 m ed aventi sezione 30 x 60 cm.

I pilastri hanno sezione 30 x 30 cm nel caso del telaio con travi di luce 5 m e 30 x 40 nel caso del telaio con travi di luce 8 m.

Le armature delle travi e dei pilastri sono riportate nelle tabelle III e IV.

Per quanto riguarda i materiali, è stato utilizzato calcestruzzo avente resistenza caratteristica di 30 N/mm² ed acciaio per barre ad aderenza migliorata di tipo FeB44k.

L'incendio è stato supposto svilupparsi nei compartimenti indicati con numeri romani nella fig.2, in modo da investire direttamente le travi, che sono quindi riscaldate all'intradosso e sulla porzione delle loro superfici laterali che fuoriescono dai solai. E' stata inoltre considerata la possibilità che l'incendio si verifici in compartimenti diversi. Tenendo conto delle combinazioni possibili per i vari parametri, sono stati pertanto considerati gli otto casi riportati in tab. V.

Tab. I – Parametri del legame σ - ϵ del calcestruzzo in compressione (aggregati calcarei), da [4].

Temp. θ	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$
[°C]			
20	1.00	0.0025	0.0200
100	0.97	0.0040	0.0225
200	0.94	0.0055	0.0250
300	0.91	0.0070	0.0275
400	0.85	0.0100	0.0300
500	0.74	0.0150	0.0325
600	0.60	0.0250	0.0350
700	0.43	0.0250	0.0375
800	0.27	0.0250	0.0400
900	0.15	0.0250	0.0425
1000	0.06	0.0250	0.0450
1100	0.02	0.0250	0.0475
1200	0.00	-	-

Tab. II – Parametri del legame σ - ϵ dell'acciaio, da [4].

Temp. θ	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
[°C]		
20	1.00	1.00
100	1.00	1.00
200	1.00	0.87
300	1.00	0.72
400	1.00	0.56
500	0.78	0.40
600	0.47	0.24
700	0.23	0.08
800	0.11	0.06
900	0.06	0.05
1000	0.04	0.03
1100	0.02	0.02
1200	0.00	0.00

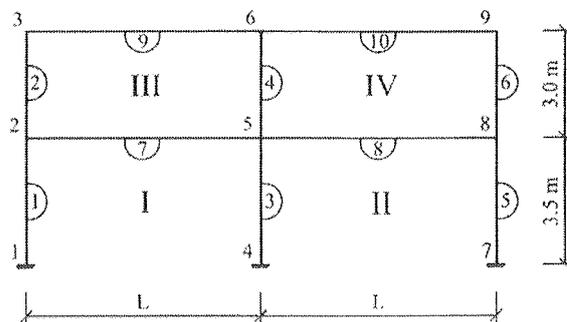


FIG. 2 – Telaio considerato quale caso di studio.

Tab. III – Sezioni dei pilastri.

Luce travi (m)	Carpenteria B x H (cm)	Armatura
5.00	30 x 30	8 \varnothing 16
8.00	30 x 40	8 \varnothing 18

Tab. IV – Sezioni delle travi.

Luce travi (m)	Carpenteria B x H (cm)	Armatura
5.00	30 x 50	4 Ø 14 + 4 Ø 18
8.00	30 x 60	4 Ø 18 + 4 Ø 24

Tab. V – Condizioni di esposizione al fuoco.

Caso	L (m)	Compartimento esposto al fuoco
1	5.00	I
2	5.00	I e II
3	5.00	III
4	5.00	III e IV
5	8.00	I
6	8.00	I e II
7	8.00	III
8	8.00	III e IV

4.2 Modellazione dell'incendio reale

La storia tempo temperatura dell'aria nel corso dell'incendio è stata determinata utilizzando la formulazione parametrica proposta dall'Eurocodice 1, parte 2.2 [10].

Come si può vedere dal diagramma di fig. 3, l'andamento della temperatura cresce con il tempo per i primi 25 minuti, per poi diminuire con tratto lineare, fino al raggiungimento della temperatura ambiente dopo altri 40 minuti.

4.3 Risultati delle analisi

Per effetto dell'incendio i telai sono sottoposti ad azioni assiali supplementari nelle travi. Esse non sono di grandezza tale da produrre conseguenze significative negli elementi interessati. Viceversa le sollecitazioni flessionali che esse inducono, sia nelle travi che nei pilastri, sono rilevanti, al punto da produrre fessurazione del calcestruzzo e snervamento delle armature, con conseguente redistribuzione delle sollecitazioni. Ciò conduce al collasso prematuro dei telai rispetto alle analisi condotte con incendio convenzionale su membrature isolate, sia applicando la UNI/CNVVF 9502 che l'Eurocodice 2, come si può vedere in tab. VI.

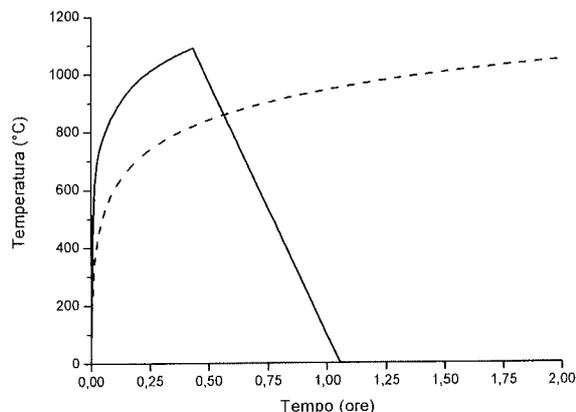


FIG. 3 – Incendio parametrico considerato. La linea tratteggiata indica l'incendio convenzionale.

Tab. VI – Durante di esposizione al fuoco (in minuti).

Caso	L (m)	Struttura intelaiata	Membrature isolate	
			UNI 9502	EC 2
1	5.00	34,50	148	158
2	5.00	32,50	148	158
3	5.00	39,00	148	158
4	5.00	30,00	148	158
5	8.00	41,00	131	147
6	8.00	36,00	131	147
7	8.00	24,00	131	147
8	8.00	24,00	131	147

Nelle figg. 4 e 5 sono riportati i momenti flettenti al collasso per gli otto casi considerati. Sono anche rappresentati i momenti flettenti che all'istante iniziale, prima dell'applicazione dell'incendio. Il simbolo F indica il compartimento sede dell'incendio.

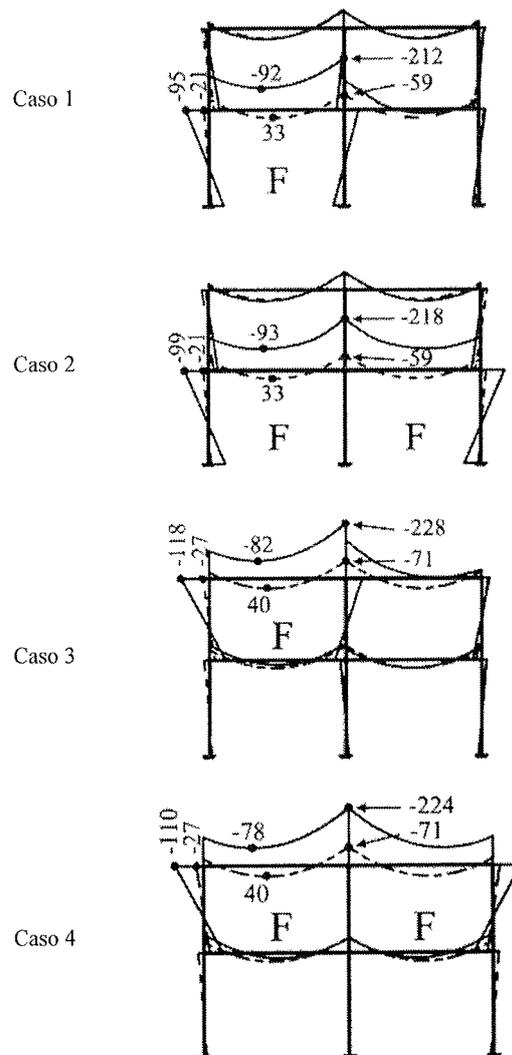
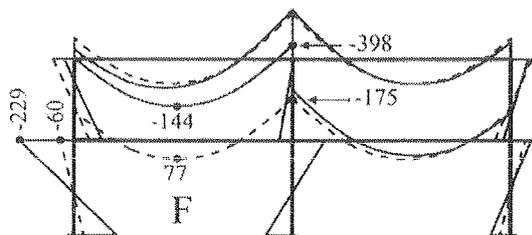
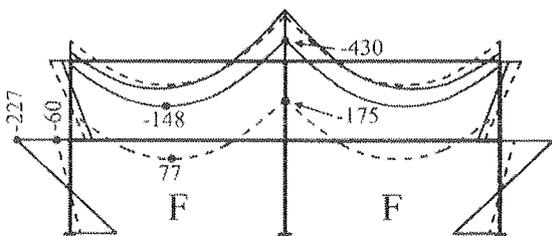


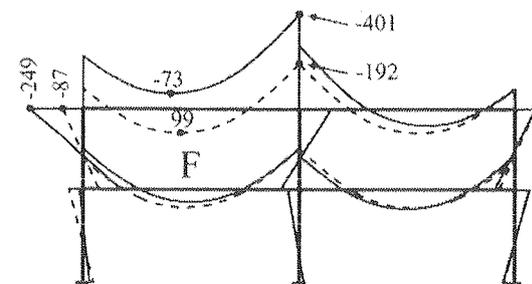
FIG. 4 – Telaio con L = 5m. Momenti flettenti al collasso. La linea tratteggiata indica i momenti flettenti a t = 0.



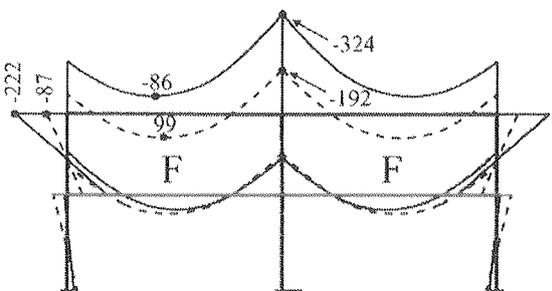
Caso 5



Caso 6



Caso 7



Caso 8

FIG. 5— Telaio con $L = 8\text{m}$. Momenti flettenti al collasso. La linea tratteggiata indica i momenti flettenti a $t = 0$.

L'esame dei diagrammi dei momenti flettenti ottenuti mediante la procedura di analisi non-lineare proposta mostra che nelle travi direttamente investite dall'incendio si verifica un incremento molto significativo delle sollecitazioni in corrispondenza dell'incastro con il pilastro centrale. Nel caso dei telai con travi di 5 m di luce l'incremento va dal 210 al 260 % a seconda dei casi, mentre nei telai con luci più grandi l'incremento è relativamente più contenuto e varia tra il 70 ed il 145 %.

Inoltre in corrispondenza della mezzeria delle stesse travi si osserva che il momento flettente passa sistematicamente dal valore positivo dell'istante iniziale ad un valore negativo che, in valore assoluto, giunge anche ad essere anche tre volte più grande (casi 1 e 2).

Questi risultati hanno conseguenze rilevanti dal punto di vista della valutazione della sicurezza, in particolar modo per quanto riguarda la sezione all'incastro con il pilastro. Difatti in tale sezione i metodi che operano considerando le membrature indipendenti stimano una capacità portante praticamente invariata rispetto alla situazione "a freddo", in quanto le armature tese, disposte all'estradosso, non subiscono variazioni di temperatura significative, poiché l'incendio agisce all'intradosso). La valutazione della sicurezza condotta applicando tali metodi utilizza come sollecitazione il momento flettente negativo al tempo iniziale.

Viceversa è proprio in tale sezione che l'analisi non lineare indica l'inizio del collasso, in quanto a causa del rilevante incremento del momento flettente negativo si verifica lo snervamento delle armature superiori tese, senza che esse risultino danneggiate dall'aumento di temperatura.

Per quanto riguarda le verifiche nelle sezioni di mezzeria la verifica condotta con i metodi semplificati è, con il dimensionamento delle armature adottato nei casi in esame, leggermente più cautelativa di quelle condotte utilizzando la procedura proposta che vede il cambiamento di segno dei momenti flettenti. Questo risultato non è però generalizzabile, in quanto dipende dal rapporto tra l'area dell'armatura compressa e quella tesa in mezzeria.

Per quanto riguarda la durata della resistenza al fuoco (tab. VI) si osserva i valori ottenuti utilizzando l'incendio reale e l'analisi non lineare dei telai sono molto più brevi di quelli dedotti applicando le norme semplificate, proprio per effetto delle rilevanti sollecitazioni di coazione di cui si è detto. Nell'ambito dei due metodi semplificati che sono stati applicati, le UNI 9502 conducono a stime leggermente più conservative rispetto all'Eurocodice 2.

E' opportuno inoltre segnalare che anche nei pilastri si verificano significativi incrementi del momento flettente, in particolar modo quando l'incendio si verifica in un solo compartimento del piano superiore, incrementi che, nel caso dei telai con travi da 5 m giungono anche a superare il 300 %.

Per quanto riguarda l'effetto della lunghezza delle travi, si osserva, esaminando ancora la tab. VI, che all'aumentare della luce la durata della resistenza al fuoco aumenta quando l'incendio si verifica al piano inferiore, mentre accade il contrario se l'incendio si verifica al piano superiore. Nel primo caso prevale l'effetto dell'incremento dell'azione iperstatica che dipende dalla lunghezza delle travi riscaldate, a causa dell'incastro perfetto al piede. Nel secondo prevale, invece, l'effetto della cedevolezza dell'incastro delle travi con i pilastri.

4.4 Confronti con la metodologia dell'incendio convenzionale e dei componenti indipendenti

E' interessante confrontare i risultati ottenuti applicando la procedura di analisi proposta con quelli derivanti dalla applicazione dei metodi semplificati, assumendo come riferimento quello proposto dall'Eurocodice 2, in quanto leggermente più gravoso delle UNI 9502.

L'attenzione viene fissata sui soli componenti direttamente investiti dal fuoco, le travi, in quanto le norme semplificate considerano solo questi elementi.

Nelle figure da 6 a 9 sono rappresentati i domini di interazione M-N delle travi determinati con la procedura prevista dall'Eurocodice 2, nell'ipotesi di riscaldamento dal basso con l'incendio convenzionale per la durata di 30 minuti. A scopo di confronto è stato anche considerato l'incendio reale della fig. 3, utilizzato per le analisi non lineari. Le figure 6 e 7 si riferiscono alle travi lunghe 5 m, che hanno sezione 30x50 cm, mentre le figure 8 e 9 sono relative alle travi lunghe 8 m, che hanno sezione 30x60 cm. Le figure 6 ed 8 si riferiscono alle sezioni di mezzzeria, mentre la 7 e la 9 alle sezioni di incastro.

Una prima ispezione visiva dei diagrammi mostra una evidente asimmetria dovuta, in parte al valore diverso delle armature in zona tesa e compressa, e, soprattutto, alla asimmetria del campo termico conseguenza del riscaldamento proveniente dall'intradosso.

Si osserva, inoltre, che i diagrammi corrispondenti all'incendio reale, sempre interni a quelli relativi all'incendio convenzionale, come era peraltro da attendersi, tenuto conto che il primo è caratterizzato, a 30', da una temperatura più alta, di circa 250 °C, di quella dell'incendio convenzionale.

Le differenze più significative si riscontrano alla parte sinistra dei diagrammi, - quella dei momenti flettenti negativi -, nella zona corrispondente alle rotture fragili, evidente conseguenza del maggiore danneggiamento del calcestruzzo all'intradosso prodotto dall'incendio reale.

All'interno dei domini sono stati posizionati sia i punti rappresentativi delle caratteristiche di sollecitazione agenti al tempo iniziale, come è previsto dalle norme che considerano gli elementi indipendenti, sia quelli derivanti dalle analisi non lineari a telaio. I primi sono rappresentati con dei cerchi vuoti, i secondi con dei cerchi riempiti con una campitura uniforme. Ciascun punto è identificato dal numero del caso cui esso si riferisce, secondo la nomenclatura definita nella tab. V.

Le figure 6 ed 8, relative alle sezioni di mezzzeria evidenziano tanto il cambiamento di segno dei momenti flettenti, che l'incremento del loro valore assoluto. Peraltro, tanto nel caso di incendio convenzionale che in quello di incendio reale, i diagrammi non denunciano situazioni di collasso. Diverso è il caso delle sezioni di incastro (figg. 7 e 9), per le quali si evidenziano i rilevanti incrementi dei momenti flettenti negativi già ricordati con condizioni di rottura prematura già dopo i primi 30 minuti nel caso di incendio reale.

Poiché lo sforzo normale di origine termica nelle travi è di valore contenuto, i percorsi secondo i quali i punti rappresentativi delle condizioni di sollecitazione fuoriescono dai domini di interazione, attraversano la frontiera dei domini stessi in zone nelle quali l'effetto dell'incendio reale sul danneggiamento dei materiali è poco rilevante.

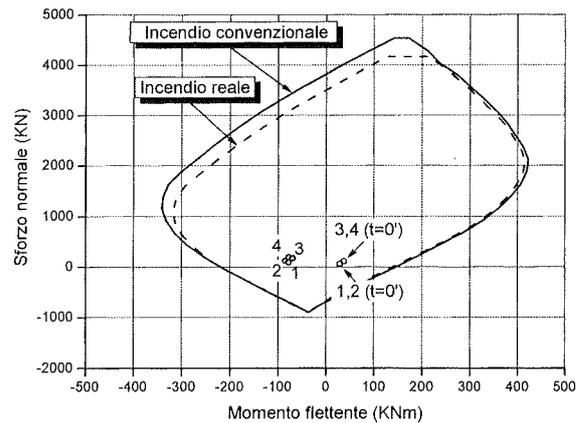


FIG. 6 – Travi 30x50: domini M-N al tempo $t = 30'$ per le sezioni in mezzzeria.

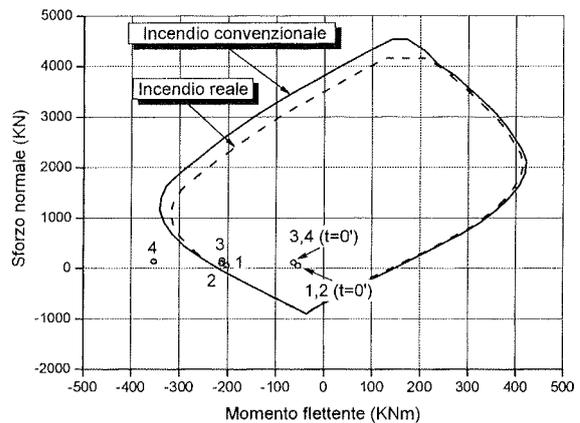


FIG. 7 – Travi 30x50: domini M-N al tempo $t = 30'$ per le sezioni all'incastro.

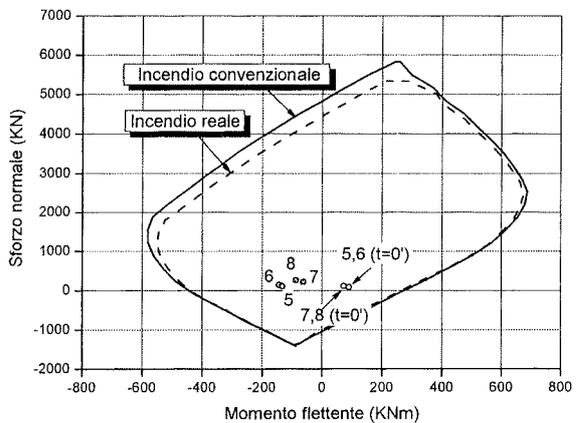


FIG. 8 – Travi 30x60: domini M-N al tempo $t = 30'$ per le sezioni in mezzzeria.

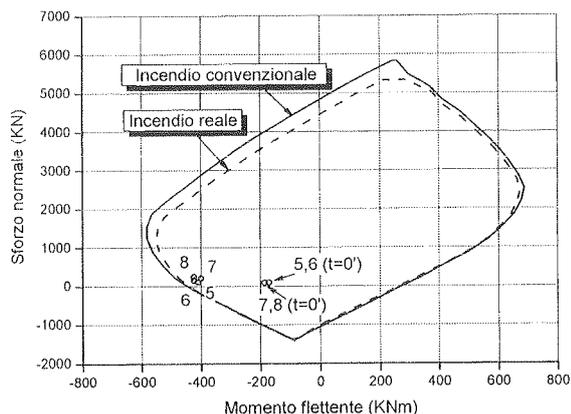


FIG. 9 – Travi 30x60: domini M-N al tempo $t = 30'$ per le sezioni all'incastro.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro è stata presentata una metodologia per l'analisi della resistenza al fuoco di strutture intelaiate di cemento armato.

Essa è basata sull'analisi del campo termico nei vari componenti strutturali e sulla valutazione delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate mediante una procedura di analisi non-lineare basata sul metodo degli elementi finiti, in grado di trattare la fessurazione e lo schiacciamento del calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio.

La metodologia proposta è stata applicata ad una sperimentazione numerica condotta su telai di cemento armato rappresentativi di tipologie ricorrenti, considerando quale scenario di incendio quello corrispondente ad incendi reali. Parallelamente, sui singoli componenti, considerati scollegati fra loro, è stata condotta un'analisi semplificata, applicando l'incendio convenzionale previsto dalle norme UNI 9502 e dall'Eurocodice 2.

I risultati ottenuti hanno evidenziato importanti ridistribuzioni ed incrementi delle sollecitazioni rispetto a quelle previste in sede di progetto, evidenziando talvolta, addirittura il cambiamento del segno del momento flettente. Quando tali incrementi si verificano all'incastro delle travi con i pilastri, essi inducono sensibili maggiorazioni nelle forze di trazione richieste alle armature all'estradosso, in sezioni che, in virtù della loro esposizione al fuoco, vengono considerate non danneggiate dai metodi semplificati.

In questi casi l'impiego dei metodi di analisi a componenti indipendenti conduce certamente a risultati non conservativi. Infatti la corrispondente maggiore severità nella domanda di prestazione alle sezioni resistenti non è necessariamente compensata dalle elevate durate di resistenza al fuoco sotto incendio convenzionale che vengono comunemente richieste.

Inoltre neanche l'esecuzione delle analisi semplificate su componenti indipendenti condotte utilizzando incendi reali anziché l'incendio convenzionale conduce a stime di sicurezza più aderenti alla realtà.

Peraltro l'adozione di procedure di calcolo perfezionate, che tengano conto in modo rigoroso del comportamento a

telaio delle strutture, richiede anche un corrispondente perfezionamento nelle ipotesi circa la localizzazione del compartimento in cui si origina l'incendio, in quanto questo è un dato essenziale, che governa la qualità della stima della sicurezza.

A questo proposito bisogna osservare la carenza di indicazioni operative da parte delle normative, in mancanza delle quali risulta necessario procedere alla esplorazione sistematica di tutti i casi possibili, con evidente incremento dell'onere computazionale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero dell'Interno. Circolare n° 91 del 14 settembre 1961, Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile.
- [2] UNI/CNVVF 9502 – 2001, Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.
- [3] UNI 7678 – 1997, Elementi costruttivi. Prove di resistenza al fuoco.
- [4] CEN - 2000, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part. 1-2: General rules- Structural fire design, prEN 1992 1-2.
- [5] J.M. Rotter, A.M. Sanad, A.S. Usmani, M. Gillie – 1999, Structural performance of redundant structures under local fires, Proc. of the 8th Intl. Fire Science & Engineering Conf. (Interflam'99), Edimburgh, 29th June - 1st July 1999.
- [6] E. Cartapati - 2002, Le strutture di c.a. e c.a.p. e l'incendio, Giornale AICAP, n° 12.
- [7] T. Tassios, M.P. Chronopoulos – 1991, Structural response of RC elements under fire, The Structural Engineer, Vol.69, n.15.
- [8] J. Fourier – 2003, The analytical theory of heat., translated with notes by A. Freeman, Dover Publications.
- [9] R. Iding, B. Bresler, Z. Nizamuddin - 1977, FIRES-RC II, Fire Research Group, University of California, Berkeley, Report no. UCB FRG 77-8.
- [10] CEN - 1997, Eurocode 1: Bases of design and action on structures. Part. 2-2: Actions on structures - Actions on structures exposed to fire. ENV 1991 2-2.

UN'INDAGINE SPERIMENTALE SULL'ADERENZA PLACCA-CALCESTRUZZO NEL RINFORZO DI ELEMENTI STRUTTURALI CON MATERIALI COMPOSITI

Claudio Mazzotti¹, Barbara Ferracuti², Marco Savoia³, Riccardo Stanzani⁴

¹ Ricercatore, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART, Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

² Dottoranda, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART, Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

³ Professore Ordinario, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART, Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

⁴ Ingegnere, Libero professionista.

SOMMARIO

Nella presente memoria vengono descritti i risultati di una campagna sperimentale rivolta allo studio della delaminazione tra calcestruzzo e placche in materiale composito. Sono state condotte prove di trazione su placche in fibra di carbonio incollate su prismi in calcestruzzo. A partire dai valori di deformazione rilevate mediante estensimetri disposti lungo la placca, è stata ricavata la tensione tangenziale media tra due successivi punti di misura e il corrispondente scorrimento placca-calcestruzzo. Questi dati sono stati utilizzati per calibrare una legge di interfaccia non lineare. I risultati sono risultati in buon accordo con quelli ottenuti mediante un modello numerico proposto in precedenza dagli autori.

SUMMARY

The first results of an experimental campaign on FRP – concrete delamination are presented. Four specimens with different bond lengths have been tested. Both strain gages along the FRP plate and LVDT transducers have been used. Starting from experimental data, shear stress – slips data have been computed. A non linear interface law has been calibrated. A numerical bond – slip model has been used, adopting the above mentioned law for the FRP – concrete interface. Numerical results are found to be in good agreement with experimental results.

1. INTRODUZIONE

Nel rinforzo di elementi in c.a. mediante lamine o tessuti in materiale composito, il problema dell'aderenza tra calcestruzzo e composito diventa estremamente importante in quanto la delaminazione (perdita di aderenza) è un meccanismo di crisi fragile e deve essere assolutamente evitato. Il meccanismo di aderenza è un fenomeno complesso in quanto dipende dalle proprietà del calcestruzzo, del materiale composito e della colla; tuttavia, una sua corretta definizione è quanto mai indispensabile per la valutazione, attraverso l'uso di leggi di interfaccia, della resistenza ultima nei confronti della delaminazione. Parallelamente, risulta altrettanto importante riuscire a valutare l'efficacia degli interventi di rinforzo su elementi in c.a. nei riguardi dei carichi di servizio; in questo caso, infatti, si possono manifestare all'interfaccia significative concentrazioni di sforzo in prossimità di fessure del calcestruzzo.

In letteratura sono documentati solo pochi studi sperimentali idonei per la calibrazione di leggi di interfaccia; tra questi, Chajes et al. [1] hanno svolto prove di delaminazione impiegando lamine in composito di fibra di carbonio con diverse lunghezze di ancoraggio; Taljsten [2] ha condotto prove di delaminazione sia su placche in composito che in acciaio, Aiello e Pecce [3] hanno condotto numerosi test di aderenza su placche in composito. Miller et al. [4] hanno utilizzato tessuti adottando un particolare sistema sperimentale in flessione a tre punti. Un diverso sistema di prova è stato impiegato da Brosens [5]. Le informazioni fondamentali ottenute da tali prove sono, in generale, il carico di delaminazione e l'andamento delle deformazioni lungo la placca per vari livelli di carico. Utilizzando le informazioni di questo tipo contenute in [1] e [4], gli Autori della presente nota hanno calibrato i parametri di una legge di interfaccia [6].

Nella presente memoria, sono presentati i risultati di una campagna sperimentale volta allo studio della delaminazione tra calcestruzzo e composito. Quattro prismi sono stati incollati a placche in materiale composito, caratterizzate, ognuna, da una diversa lunghezza del tratto incollato. Sono stati posizionati numerosi estensimetri lungo l'asse longitudinale della placca, a distanza ravvicinata, per registrare la variazione di deformazione lungo la stessa; inoltre, sono stati impiegati anche due LVDT per misurare lo spostamento della placca rispetto al prisma di calcestruzzo. A partire dai risultati sperimentali, è stata poi definita la tensione tangenziale media tra due successivi estensimetri e il corrispondente scorrimento. Questi dati sono stati utilizzati per calibrare una legge di interfaccia non lineare a due parametri analoga alla legge di Popovics [7].

L'energia di frattura della legge di interfaccia è stata definita mediante un'espressione funzione del valore (stimato) del massimo carico trasmissibile da un ancoraggio di lunghezza infinita. Successivamente, l'energia di frattura è utilizzata come un vincolo nella procedura di calibrazione dei parametri

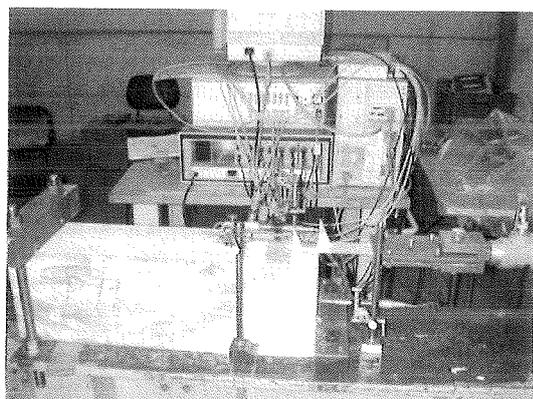
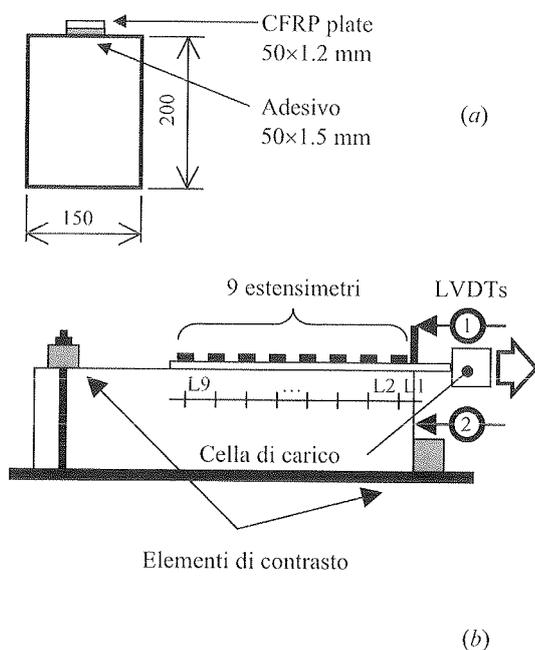


Figura 1: Dimensioni dei provini e setup sperimentale utilizzato nello svolgimento delle prove di delaminazione placca - calcestruzzo.

della legge. È importante infatti che questa condizione venga soddisfatta per predire il corretto valore del carico massimo trasmissibile attraverso l'interfaccia. Inoltre, il ramo di softening, dove i dati sperimentali sono dispersi, è fortemente dipendente dal valore dell'energia di frattura.

Infine, è stato utilizzato un modello numerico, presentato in [8], per simulare le prove sperimentali. Calcestruzzo e placca sono stati considerati come materiali elastici lineari e per l'interfaccia tra i due materiali è stata adottata la legge non lineare proposta. I risultati numerici ottenuti sono in buon accordo con i dati sperimentali.

2. CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI

Per studiare l'aderenza tra calcestruzzo e materiale composito, sono stati confezionati quattro provini incollando placche di larghezza 50 mm e lunghezza variabile a prismi in calcestruzzo (Figura 1a); sono state considerate quattro diverse lunghezze di ancoraggio: 50, 100, 200 e 400 mm.

I prismi hanno dimensioni 150x200x600 mm e sono realizzati con calcestruzzo di resistenza ordinaria; il getto è stato eseguito in casseforme in legno e poi vibrato esternamente. Parallelamente, sono stati confezionati anche tre cilindri standard (150x300 mm) impiegati per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo.

I provini sono stati scasserati dopo 24 ore, mantenuti per 28 giorni sotto panni umidi e poi esposti all'aria. Dai cilindri si è ottenuto un valore di resistenza media a compressione $f_{cm}=52.6$ MPa, un valore di resistenza a trazione (mediante prova di trazione indiretta) $f_{ctm}=3.81$ MPa, un modulo elastico medio $E_{cm}=30700$ MPa e un coefficiente di Poisson pari a 0.227.

Le placche di materiale composito, di tipo CFRP Sika CarboDur S, hanno larghezza pari a 50 mm e spessore di 1.2 mm. Secondo i dati forniti dal produttore, le placche hanno una percentuale volumetrica di fibre di carbonio pari al 70% e sono immerse in una matrice epossidica; la resistenza minima a trazione è pari a 2200 MPa ed il modulo elastico è pari a $E_p=165000$ MPa.

Prima dell'incollaggio, è stata asportata meccanicamente una porzione di qualche mm di superficie dei provini di calcestruzzo fino a scoprire gli inerti. Le placche sono state incollate mediante uno strato di adesivo di spessore di circa 1.5 mm. Il collante utilizzato è la resina epossidica bicomponente Sika-dur-30; il periodo di essiccazione è stato sempre pari almeno ad 1 giorno prima dello svolgimento della prova.

3. SETUP SPERIMENTALE

I prismi di calcestruzzo sono stati posizionati su un piano rigido al quale sono stati vincolati mediante due elementi di contrasto d'acciaio, in grado di impedire spostamenti orizzontali e verticali (Figura 1a); il lato libero della placca è stato solidarizzato ad una piastra d'acciaio libera di ruotare intorno all'asse verticale. La forza di trazione è stata applicata alla piastra di acciaio usando un martinetto meccanico (Figura 1b); le prove sono state condotte controllando lo spostamento del lato libero della placca.

Per misurare la forza di trazione applicata all'estremità della placca è stata utilizzata una cella di carico; lungo la placca è stato posizionato un numero variabile da cinque a nove estensimetri (in funzione della lunghezza) lungo l'asse longitudinale della placca. In Tabella 1, per ogni lunghezza di ancoraggio, è riportata la distanza fra gli estensimetri a partire dal bordo libero del provino di calcestruzzo. Inoltre, per misurare gli spostamenti sono stati disposti due LVDT (Figura 1a), all'inizio dell'ancoraggio e nella parte inferiore del blocco di calcestruzzo, in modo da poter calcolare gli spostamenti relativi.

4. RISULTATI DELLE PROVE DI DELAMINAZIONE

4.1 Risultati sperimentali

In Figura 2a-d sono riportate, per le quattro differenti lunghezze di ancoraggio, le deformazioni longitudinali lungo la placca per diversi livelli di carico. I corrispondenti valori di carico applicato sono riportati in Tabella 2. Le deformazioni per $x=0$ corrispondono a quelle calcolate sulla base del valore del carico applicato.

Nel caso di lunghezze di ancoraggio da 100 mm a 400 mm, le deformazioni nelle placche sono molto regolari sia per bassi che per medi livelli di carico, mostrando un decadimento di tipo esponenziale a partire dalla sezione di applicazione del carico ($x=0$); questo andamento delle deformazioni corrisponde ad un comportamento sostanzialmente lineare dell'interfaccia. Per alti livelli di carico, invece, le deformazioni tendono ad essere pressoché costanti in prossimità della sezione caricata, da dove ha inizio il fenomeno di delaminazione che poi si propagerà all'intera zona di ancoraggio; dove la delaminazione non è ancora iniziata, è possibile osservare di nuovo un comportamento caratterizzato da decadimento esponenziale.

Per lunghezze di ancoraggio di 50 mm, invece, si trova un andamento delle deformazioni lungo la zona di ancoraggio pressoché lineare, anche per bassi livelli di carico. Questo andamento indica una distribuzione uniforme di tensione tangenziale lungo l'ancoraggio. I risultati mostrano, quindi, che la lunghezza di ancoraggio di 50 mm è significativamente più piccola della lunghezza di ancoraggio efficace (la lunghezza minima in grado di garantire la massima forza di ancoraggio).

I valori della massima forza trasmissibile a rottura in funzione della lunghezza di ancoraggio sono riportati in Figura

B.L.	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
50	10	10	10	10					
100	10	10	20	20	10	10	10		
200	20	10	20	10	20	20	40	50	
400	20	20	30	40	40	60	60	60	60

Tabella 1: Interasse tra gli estensimetri lungo la placca (in mm), in base alla dimensione dell'ancoraggio (B.L.).

B.L.	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
50	1.0	3.0	5.0	6.0	7.0	7.9	
100	4.0	8.0	12.0	16.0	17.0	18.0	18.9
200	4.0	8.0	12.0	16.0	18	18.4	
400	4.0	8.0	12.0	16.0	18.0	20.4	

Tabella 2: Livelli di carico applicato (in kN) corrispondenti alle curve di deformazione di Figura 2.

3a. In tutti i provini, la rottura è stata causata dal distacco per taglio dello strato superficiale di calcestruzzo di spessore circa 1-2 mm, unitamente al distacco di due piccole porzioni triangolari di calcestruzzo nella zona tesa del provino (Figura 3b). Per tre provini, queste porzioni avevano forme molto simili;

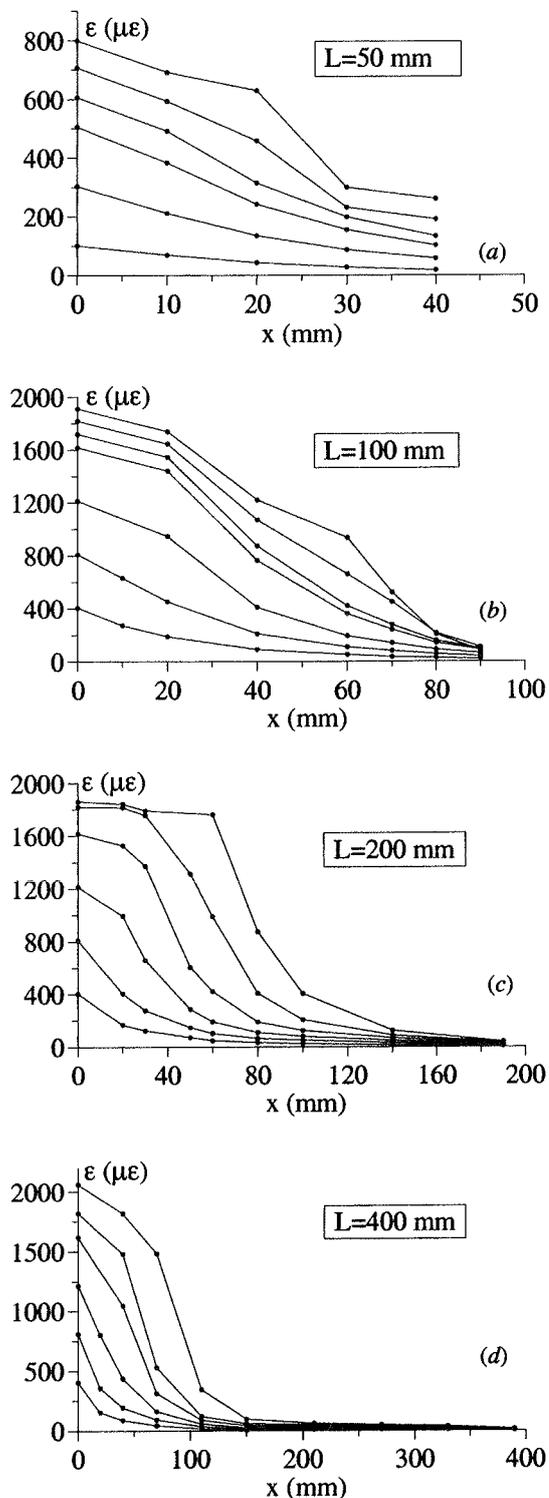


Figura 2: Andamento delle deformazioni misurate sperimentalmente lungo la zona di ancoraggio della placca. I corrispondenti livelli di carico sono riportati in Tabella 2.

solamente nel caso di lunghezza di ancoraggio 100 mm la superficie di rottura era più larga, giustificando così il più alto valore del carico di rottura rispetto a quello corrispondente a lunghezze di ancoraggio di 200 mm e 400 mm. Nella stessa Figura, è stata riportata anche la curva di interpolazione usata per predire il valore della massima forza trasmissibile da un ancoraggio di lunghezza infinita (vedi Paragrafo 5.2), che ha fornito un valore pari a $F_{\max} = 21.3$ kN. Le indicazioni sperimentali, infine, sono state messe a confronto con i risultati numerici ottenuti usando il modello di aderenza placca – calcestruzzo. I risultati dettagliati sono riportati nel paragrafo 6.

Tramite la seguente relazione tra carico massimo trasmissibile F_{\max} ed energia di frattura G_f della legge di interfaccia:

$$F_{\max} = b_p \sqrt{2E_p h_p G_f} \quad (1)$$

dove E_p , h_p , b_p sono rispettivamente il modulo elastico, spessore e larghezza della placca, è stato ottenuto il valore $G_f = 0.46$ N/mm.

L'equazione (1) è stata dedotta in [9] e riportata in [8] con riferimento ad una generica legge di interfaccia. L'Equazione (1) era stata precedentemente ottenuta nel caso particolare di una legge d'interfaccia bilineare da Wu et al. [10] e nel caso di una legge di potenza da Brosens [5].

In accordo con quanto riportato sul Bollettino *fib* [12], l'energia di frattura della legge di interfaccia è data dalla formula:

$$G_f = 0.5 \cdot 0.23^2 \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} = 0.345 \text{ kN / mm} ,$$

dove si assume che la rottura avvenga lato calcestruzzo. Quindi, la previsione del *fib* (2001) sottostima l'energia di frattura

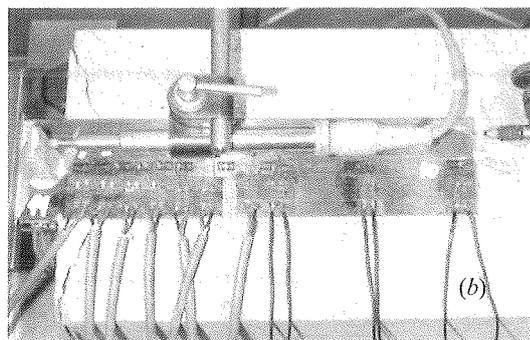
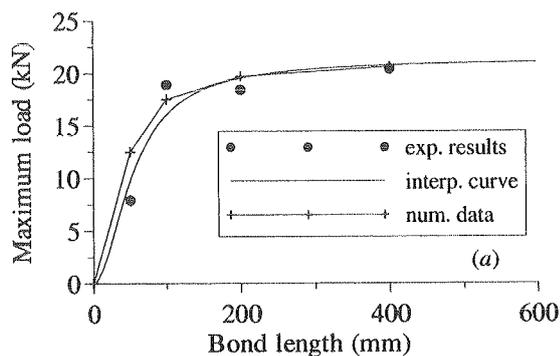


Figura 3: (a) Carico di delaminazione in funzione della lunghezza di ancoraggio: risultati sperimentali e simulazioni numeriche; (b) Foto di un provino dopo la delaminazione.

di circa il 45%.

Secondo le indicazioni di Neubauer e Rostasy [11], la massima forza trasmissibile e la massima lunghezza di ancoraggio sono, nel presente caso, pari a:

$$F_{\max} = 0.64 k_b b \sqrt{E_p h_p f_{ctm}} = 21.51 \text{ kN} ,$$

$$l_{b,\max} = 1.44 \sqrt{\frac{E_p h_p}{f_{ctm} \cdot f_{ck}}} = 177.51 \text{ mm} , \quad (2)$$

dove b è la larghezza del calcestruzzo. Nella eq. (2), il coefficiente k_b è un fattore geometrico che tiene conto dell'effettiva dimensione e differente larghezza di calcestruzzo e placca e viene qui assunto pari a $k_b = 1.29$.

Infine, le Figure 4a-b mostrano le curve carico applicato – spostamento per lunghezze di ancoraggio di 200 e 400 mm. Gli spostamenti relativi u sono stati valutati come differenza fra lo spostamento dell'estremità della placca ove è applicato il carico (LVDT-1) e quello del vincolo alle traslazioni orizzontali (LVDT-2). In entrambi i casi, lo spostamento corrispondente al carico massimo è pari a circa 0.2 mm.

4.2 Elaborazione dei risultati sperimentali

I valori delle deformazioni della placca in FRP sono stati utilizzati per calcolare le distribuzioni della tensione tangenziale e dello scorrimento lungo la zona di ancoraggio. Considerando un comportamento elastico lineare per il composito, il valore medio della tensione tangenziale fra due successivi estensimetri può essere scritto come una funzione della differenza fra le due misurazioni di deformazione secondo l'espressione:

$$\bar{\tau}_{i+1/2} = \frac{E_p A_p (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{b_p (x_{i+1} - x_i)} \quad (3)$$

dove A_p rappresenta l'area della placca. Inoltre, x_i indica la posizione del generico estensimetro ed ε_i la deformazione misurata.

Inoltre, assumendo perfetta aderenza placca – calcestruzzo in corrispondenza della posizione del primo estensimetro posto ad x_0 , trascurando per semplicità la deformabilità del calcestruzzo rispetto a quella della placca ed assumendo una variazione lineare delle deformazioni tra estensimetro ed estensimetro, l'integrazione di queste ultime fornisce lo scorrimento placca-calcestruzzo in una sezione generica x , con $x_i \leq x \leq x_{i+1}$:

$$s(x) = s(x_i) + \int_0^x \varepsilon(x) dx = s(x_i) + \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) x^2}{(x_{i+1} - x_i) 2} + \varepsilon_i x \quad (4)$$

Per il calcolo della tensione tangenziale e dello scorrimento, non sono stati considerati alcuni valori irregolari di deformazione della placca, per alti livelli di carico. Inoltre, sono stato posti pari a zero i valori di deformazione inferiori a 50 $\mu\epsilon$. Le coppie di valori tensione tangenziale-scorrimento ($\bar{\tau}_{i+1/2}$, $\bar{s}_{i+1/2}$) così ottenuti, per i livelli di carico indicati in Tabella 2, sono riportate in Figura 5, per le quattro lunghezze di ancoraggio.

Confrontando i risultati così ottenuti, si possono trarre le seguenti conclusioni:

a) La rigidità del ramo iniziale (scorrimenti ≤ 0.02 mm) risulta essere pressoché indipendente dalla lunghezza di ancoraggio e dal livello di carico. L'unica eccezione è rappresentata dal caso della lunghezza di ancoraggio minore (50 mm). In questo caso, la lunghezza è così piccola che l'effettivo scorrimento placca-calcestruzzo non raggiunge mai un valore nullo. Pertanto, la procedura adottata per valutare lo scorrimento lungo la placca (vedi eq. (4)) sottostima tale grandezza. Per questa ragione, questi dati non sono stati utilizzati per calibrare la legge d'interfaccia (vedi paragrafo 5.2).

b) I dati mostrano un valore massimo di tensione tangenziale corrispondente ad uno scorrimento di circa 0.03-0.04 mm; per valori di scorrimento superiori, la tensione tangenziale decresce significativamente, evidenziando un comportamento tipo *softening*, ed i risultati sono inevitabilmente più dispersi.

5. CALIBRAZIONE DI UNA LEGGE DI INTERFACCIA NON LINEARE

5.1 La legge di interfaccia

La legge di interfaccia deve riprodurre un comportamento pressoché elastico lineare per bassi valori di scorrimento, un valore massimo di tensione tangenziale e un ramo di *softening* per elevati scorrimenti.

Nel presente studio, è stata adottata la legge frazionaria:

$$\tau_p = \bar{\tau} \frac{s_p}{\bar{s}} \frac{n}{(n-1) + (s_p/\bar{s})^n}, \quad (5)$$

analoga a quella adottata da Popovics [7] come legame costitutivo per il calcestruzzo in compressione.

Nell'eq. (5), $(\bar{\tau}, \bar{s})$ indicano la tensione tangenziale massima e il corrispondente scorrimento, e $n > 2$ è un parametro

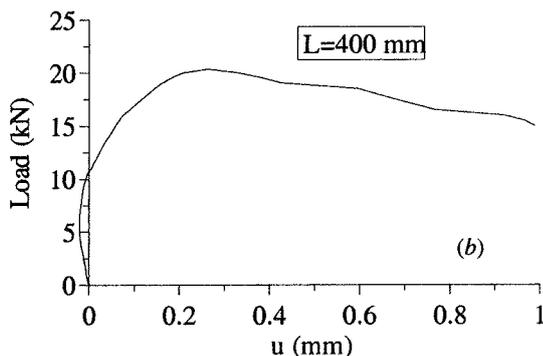
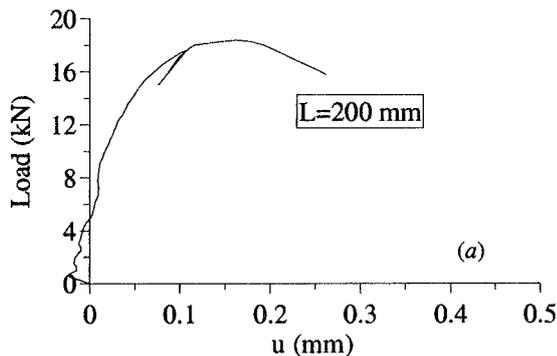


Figura 4: Curve carico - spostamento per lunghezze di ancoraggio BL = (a) 200 mm e (b) 400 mm.

che governa prevalentemente il ramo di *softening*.

L'energia di frattura della legge può essere ottenuta analiticamente nella forma:

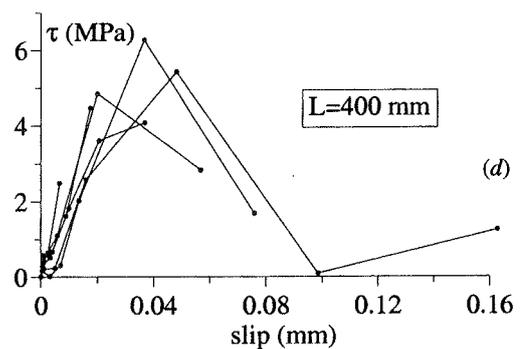
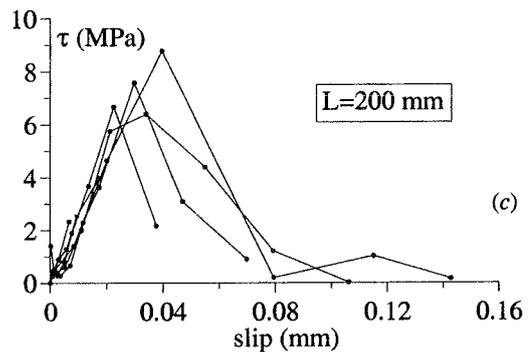
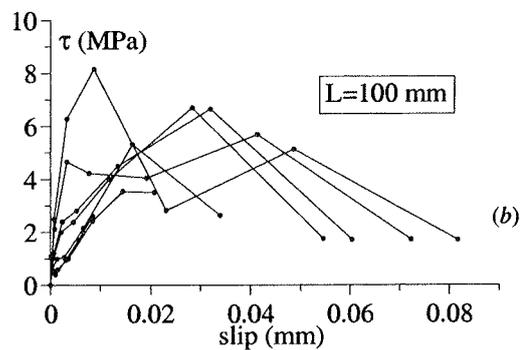
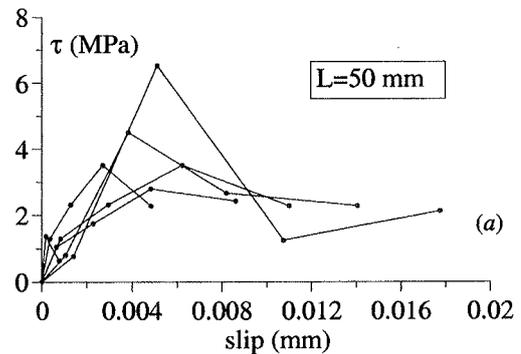


Figura 5: Legami tensioni tangenziali-scorrimento ottenuti sperimentalmente per le varie lunghezze di ancoraggio.

$$G_f = \int_0^{+\infty} \tau_p(s_p) ds_p = g_f(n) \bar{\tau} \bar{s}, \quad (6)$$

dove g_f è dato da:

$$g_f(n) = \pi \left(\frac{1}{n-1} \right)^{1-\frac{2}{n}} \frac{1}{\sin(2\pi/n)}. \quad (7)$$

Si può verificare che $g_f \rightarrow 1/2$ per $n \rightarrow \infty$, condizione corrispondente ad un comportamento elasto-fragile dell'interfaccia. Inoltre, l'eq. (7) conferma che l'equazione di Popovics (5) richiede $n > 2$; in caso contrario l'energia di frattura non sarebbe una quantità finita e positiva.

5.2 Calibrazione della legge

Per valutare i tre parametri incogniti della legge di interfaccia (5), cioè $\bar{\tau}$, \bar{s} , n , sono stati utilizzati sia le coppie di dati tensione tangenziale - deformazione ($\bar{\tau}_{i+1/2}$, $\bar{s}_{i+1/2}$) che l'energia di frattura G_f . È stata utilizzata una procedura di interpolazione ai minimi quadrati tra valori sperimentali ed ottenibili dalla legge (5), utilizzando come vincolo il valore dell'energia di frattura ottenuto dalla (1), secondo l'espressione:

$$\min_{\bar{\tau}, \bar{s}, n} \sum_{i=1}^m (\tau_i(\bar{\tau}, \bar{s}, n) - \tau_{\text{exp},i})^2$$

soggetto a $G_f = g_f(n) \bar{\tau} \bar{s} = \frac{F_{\text{max,exp}}^2}{2 E_p h_p b_p^2}, \quad (8)$

dove m è il numero di dati sperimentali.

La procedura è molto semplice, poiché lo scorrimento corrispondente al picco \bar{s} può essere scritto, mediante la (8b), come funzione esplicita dei rimanenti parametri $\bar{\tau}$, n ; il processo di ottimizzazione risulta così a due soli parametri. Seguendo tale procedimento sono stati ottenuti i valori $\bar{\tau} = 5.497$ MPa, $\bar{s} = 0.0258$ mm, $n = 2.856$. In Figura 6 è riportata la legge di interfaccia così ottenuta, posta a confronto con i risultati sperimentali tensione tangenziale - scorrimento medio. Si osserva che la legge di interfaccia proposta è in buon accordo con i dati sperimentali per valori di scorrimento inferiori ad \bar{s} , corrispondente al valore massimo di tensione tangenziale; per scorrimenti maggiori, i dati sperimentali sono molto dispersi.

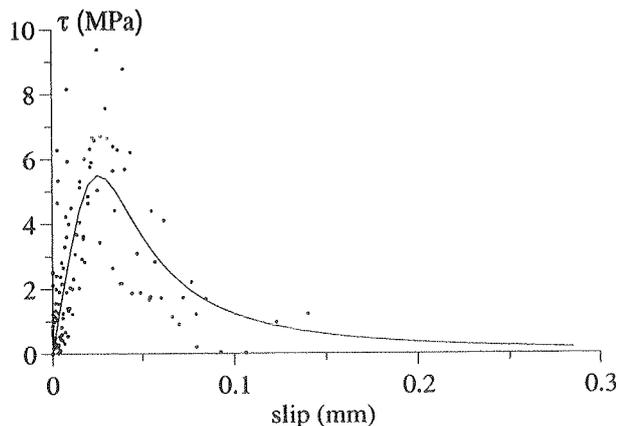


Figura 6: Legge di interfaccia non lineare proposta e valori di tensione tangenziale - scorrimento medi ricavati dai dati sperimentali.

Il Bollettino *Fib* [12], in questo caso, fornisce una tensione tangenziale massima pari a:

$$\tau_{\text{max}} = 0.285 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} = 3.71 \text{ MPa}. \quad (9)$$

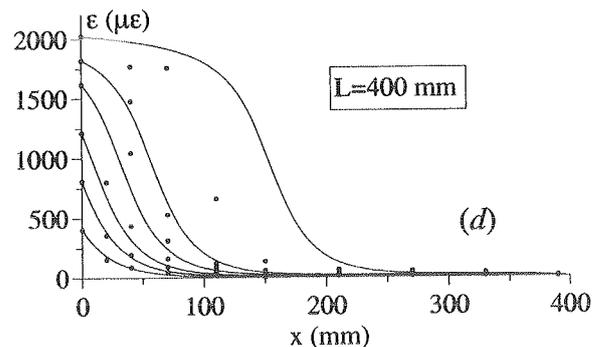
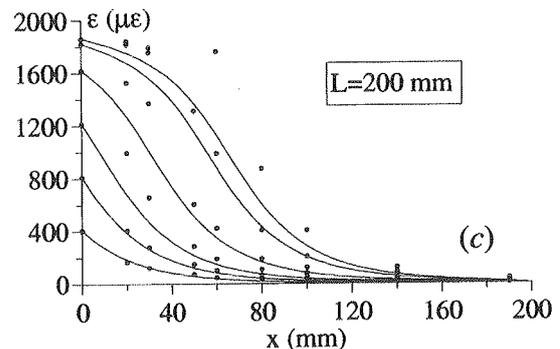
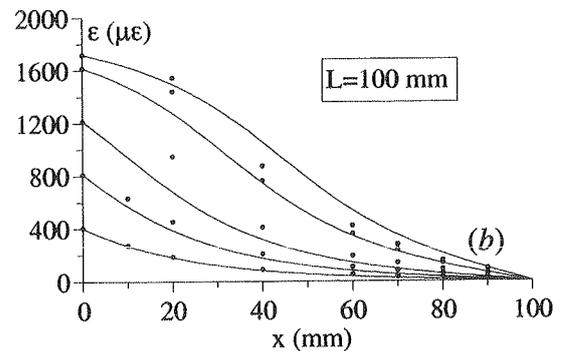
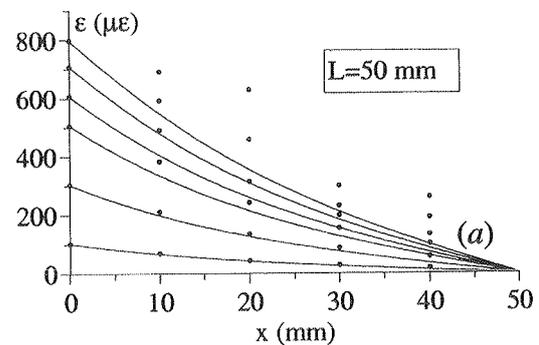


Figura 7: Andamento delle deformazioni lungo l'ancoraggio: confronto tra risultati sperimentali e numerici.

6. SIMULAZIONI NUMERICHE DELLE PROVE

Le prove sperimentali sono state simulate numericamente, in modo da verificare l'accuratezza della legge d'interfaccia

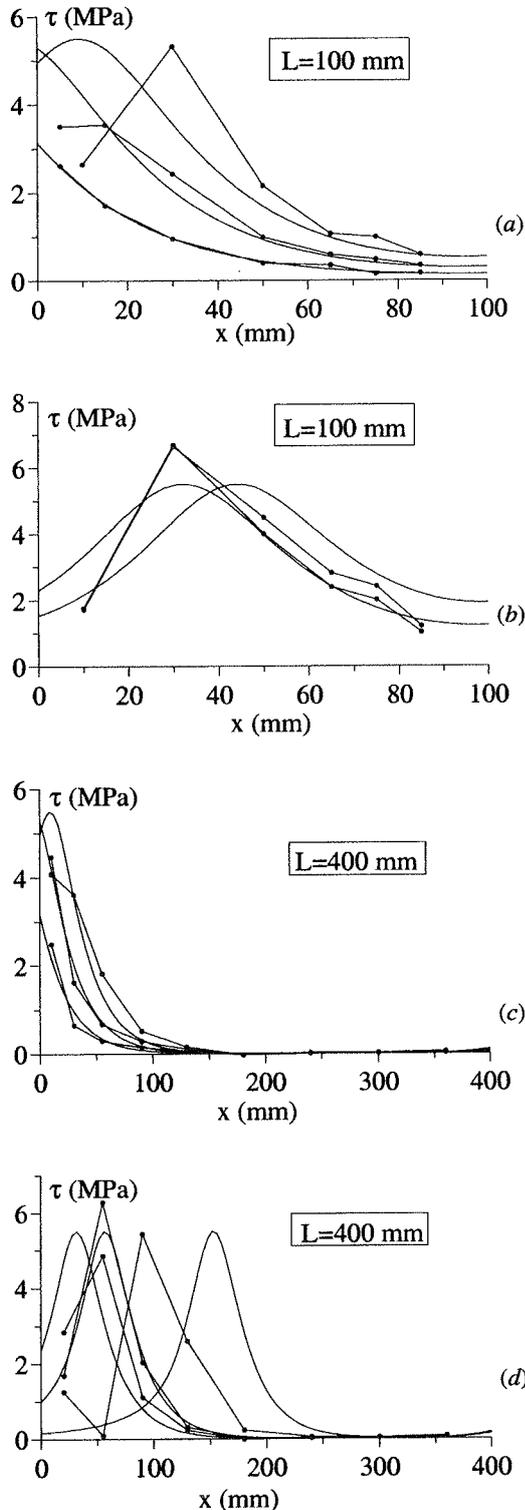


Figura 8: Andamento delle tensioni tangenziali lungo la placca per lunghezze di ancoraggio pari a 100 e 400 mm. Confronto tra risultati numerici e sperimentali: (a), (c) bassi e (b), (d) alti livelli di carico.

placca - calcestruzzo proposta.

Il modello adottato è stato originariamente presentato in [8], ove si possono trovare maggiori dettagli. Tale modello si basa sull'ipotesi di sezioni piane e comportamento lineare per calcestruzzo e placca, e l'intera deformabilità è concentrata quindi a livello dell'interfaccia, per la quale è stata usata la legge non lineare (5). Infine, nel modello sviluppato si utilizza una discretizzazione alle differenze finite delle funzioni incognite (spostamenti assiali e sforzi normali di placca e calcestruzzo).

Nelle Figure 3 e 7-8 sono stati riportati i confronti tra i risultati sperimentali e quelli numerici.

In Figura 3, si confronta il carico di rottura per delaminazione in funzione della lunghezza di ancoraggio ottenuto numericamente con i risultati sperimentali. I risultati confermano che la legge di interfaccia proposta permette di avere una buona previsione del carico di rottura anche per piccole lunghezze di ancoraggio. Gli andamenti delle deformazioni lungo la porzione di placca ancorata sono riportati nelle Figure 7a-d per i quattro differenti casi. Il livello di carico più alto è prossimo al carico di rottura ottenuto sperimentalmente. Si noti come le simulazioni numeriche riescano a cogliere con buona approssimazione le deformazioni della placca (considerando la dispersione dei dati sperimentali per alti livelli di carico). Per tutte le lunghezze di ancoraggio, il comportamento per bassi livelli di carico viene previsto molto bene, confermando il fatto quindi che la rigidità del ramo elastico iniziale della legge di interfaccia è valutata correttamente.

Gli andamenti delle tensioni tangenziali per lunghezze di ancoraggio pari a 100 mm e 400 mm sono riportati in Figura 8. L'accordo tra i risultati è in genere molto buono per livelli di carico bassi e medi, mentre per carichi prossimi alla delaminazione risulta inevitabile una certa dispersione dei risultati sperimentali; i livelli tensionali sperimentali e previsti dalle simulazioni sono comunque sempre tra di loro prossimi. In alcuni casi, il valore massimo di tensione tangenziale e, spesso, anche la sua posizione e il gradiente dell'andamento delle distribuzioni tangenziali lungo la lunghezza di ancoraggio sono colti con buona approssimazione.

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Sono stati presentati i risultati di una serie di prove sperimentali di delaminazione placca - calcestruzzo. Sono stati misurati la forza applicata, spostamenti e deformazione lungo la placca in FRP. I valori del carico di rottura sono stati utilizzati per stimare l'energia di frattura della legge di interfaccia. I risultati ottenuti sono stati confrontati con le espressioni riportate in [12]. È stata quindi calibrata una legge di interfaccia tensione tangenziale - scorrimento partendo dai dati sperimentali, adottando il valore dell'energia di frattura come vincolo nella procedura di minimizzazione della differenza tra i valori sperimentali e quelli teorici. Infine, sono state svolte simulazioni numeriche e i risultati ottenuti sono in buon accordo con i risultati sperimentali.

Quelli presentati nella presente memoria rappresentano i primi risultati di un'ampia campagna sperimentale attualmente in corso di svolgimento. Le indagini future prevedono di approfondire le conoscenze riguardo due aspetti considerati di particolare interesse:

- 1) Innanzitutto saranno condotte prove su placche di larghezza diversa. È infatti ben noto in letteratura che il carico

trasmissibile non cresce proporzionalmente con la larghezza della placca (intendendo sempre quest'ultima minore della larghezza del provino di calcestruzzo). Ciò dipende dal fatto che la superficie di rottura all'atto della delaminazione è più larga di quella della larghezza della placca. Sono state proposte delle espressioni per tenere in conto questo effetto – scala nella valutazione della forza trasmissibile [12]. Con le prove in corso si intende ottenere informazioni necessarie per calibrare una legge di interfaccia che tenga in conto questo aspetto.

- 2) È in corso di conclusione una serie di prove nelle quali le placche sono incollate in posizione arretrata di una distanza prefissata (100 mm) rispetto al bordo libero del provino (denominato Setup n. 2 nel seguito). I primi risultati ottenuti sono considerati di particolare interesse. Innanzitutto, il carico di rottura, per piccole lunghezze di incollaggio, è molto più elevato, quasi doppio nel caso di lunghezza pari a 50 mm, mentre per lunghezze elevate tale differenza tende a ridursi decisamente (Figura 9a). Il motivo risiede nel fatto che, come evidenziato anche dal confronto fra le superfici di rottura nei due casi, nel caso di incollaggio che inizia in corrispondenza del bordo libero (Setup n. 1) si assiste ad un effetto di *spinta a vuoto* che riduce la tensione tangenziale trasmissibile nei primi 20 – 30 mm di incollaggio, un effetto del tutto analogo a quello ben noto nelle prove di pull-out di barre annegate nel calcestruzzo. Se tale comportamento riproduce il meccanismo di delaminazione in corrispondenza di fessure a flessione in travi rin-

forzate (dove infatti si rileva sempre il cuneo di distacco di calcestruzzo in prossimità del bordo libero), la seconda modalità di prova appare più aderente al meccanismo di collasso nel caso di verifica dell'aderenza dell'estremità della placca. In Figura 9b è riportata la curva di interpolazione ottenuta nelle prove condotte con il Setup n. 2: si noti che, come è lecito attendersi, il valore di tensione tangenziale massima ottenuta è decisamente superiore ($\bar{\tau} = 9.141$ MPa), lo scorrimento corrispondente è invece pari a $\bar{s} = 0.0334$ mm, mentre $n = 4.1876$, ad indicare una legge di interfaccia certamente più fragile di quella ottenuta con il Setup n.1. I risultati completi di tale indagine saranno riportati in una successiva nota.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Sika Italia S.p.A. per la fornitura di placche in CFRP ed adesivo per le prove sperimentali.

Il lavoro è stato condotto con il contributo finanziario del MIUR, progetti PRIN 2003 e FIRB 2001, e del MIUR-CNR, Progetto PAAS 2003-2005 (Unità Operativa di Bologna).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Chajes M.J., Finch W.W. jr, Januska T.F. e Thomson T.A. jr., 1996. Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI Structural J.* Vol. 93: 208-217.
- [2] Täljsten B., 1994. *Plate bonding* (tesi di dottorato). Division of Structural Engineering, Luleå University, Svezia.
- [3] Aiello, M.A. e Pecce M., 2001. Experimental bond behavior between FRP sheets and concrete. In *Structural faults and repair Conference; Proc. intern. symp.*, Londra.
- [4] Miller B., Nanni A. e De Lorenzis L., 2001. Bond of FRP laminates to concrete. *ACI Material J.* Vol. 98(3): 246-254.
- [5] Brosens K., 2001. *Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements* (tesi di dottorato). University of Leuven, Belgio.
- [6] Savoia, M., Ferracuti B. e Mazzotti C., 2003. Delamination of FRP plate/sheets used for strengthening of R/C elements. In Franco Bontempi (ed.), *System-based vision for strategic and creative design; Proc. intern. symp.*, Roma. Rotterdam: Balkema, Vol. 2: 1375-1361.
- [7] Popovics S., 1973. A numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete. *Cem. Conc. Res.* Vol. 3(5): 583-599.
- [8] Savoia M., Ferracuti B. e Mazzotti C., 2003. Non linear bond-slip law for FRP-concrete interface. In *FRPRCS-6; Proc. intern. symp.*, Singapore.
- [9] Ferrari F., 2003. Comunicazione privata.
- [10] Wu Z., Yuan H. e Niu H., 2002. Stress transfer and fracture propagation in different kinds of adhesive joints. *J. Eng. Mech. ASCE* Vol. 128(5): 562-573.
- [11] Neubauer U. e Rostasy F. S., 1997. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP – plates. In *Concrete+composites, Proc. of 7th Int. Conf. on Struct. Faults & Repairs.* Vol. 2: 109-118.
- [12] Fib, 2001. *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.* Technical report, Bulletin n° 14.

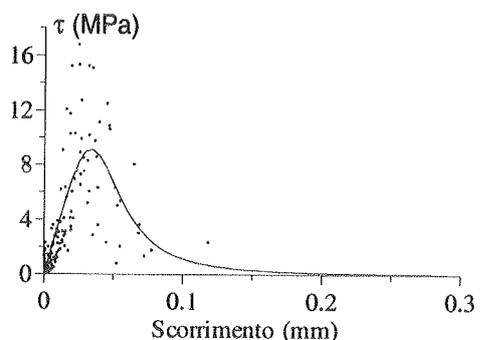
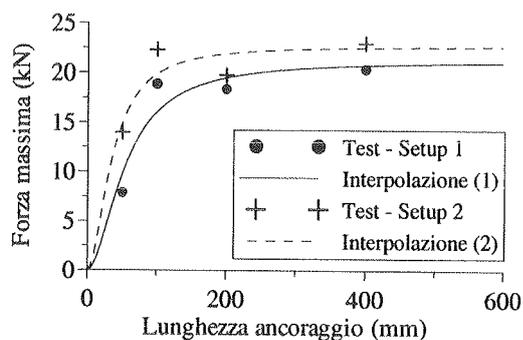


Figura 9: (a) Confronto tra le curve carico massimo – lunghezza di ancoraggio ottenute con i due Setup di prova; (b) Legame di interfaccia: risultati ottenuti dalla elaborazione dei dati sperimentali ottenuti con il Setup n. 2 ed interpolazione con il modello proposto.

SUL COMPORTAMENTO DI PAVIMENTAZIONI IN CALCESTRUZZO RINFORZATO CON FIBRE DI ACCIAIO

Alberto Meda¹, Giovanni A. Plizzari¹, Luca Sorelli¹, Bruno Rossi²

¹ Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo, viale Marconi 5/A, 24044 Dalmine (BG).

² Officine Maccaferri, via Agresti 6, 40123 Bologna.

SOMMARIO

Il presente lavoro riguarda un'estesa campagna sperimentale sulle pavimentazioni in calcestruzzo rinforzato con fibre in acciaio: in particolare, sette piastre di pavimentazioni con dimensioni reali sono state provate fino a rottura. Le piastre sono state posizionate su opportune molle in acciaio per simulare la presenza di un suolo elastico alla Winkler. Le piastre erano caratterizzate da fibre di diversa geometria impiegate con diverse percentuali. Nel programma sperimentale erano incluse due piastre di riferimento senza fibre, una senza alcun tipo di rinforzo ed una armata con una rete elettrosaldata al fine di definire al meglio l'effetto delle fibre. Le prove sono state inoltre modellate numericamente con un programma ad elementi finiti basato sulla meccanica della frattura non lineare. Questo approccio permette di modellare meglio il comportamento di piastre in fibrorinforzato e può essere un valido ausilio alla progettazione di queste strutture.

SUMMARY

An extensive experimental research on industrial pavements made of Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) is presented herein. Seven full scale slabs on grade have been tested. In order to reproduce a Winkler subgrade, the slabs were placed on several steel springs. Structural response of slabs with different volume fractions of fibres having different geometries is compared. A slab in plain concrete and a slab reinforced with a traditional steel welded mesh have been tested as reference specimens.

Numerical simulations based on Non Linear Fracture Mechanics (NLFM) have been carried out in order to simulate slab behaviour. The numerical results closely predict the actual behaviour of SFRC slabs on grade and NLFM can be usefully adopted for design purposes because it correctly takes into account the fibre contribution after cracking of the concrete matrix.

1. INTRODUZIONE

Una elevata percentuale di pavimentazioni industriali viene attualmente realizzata utilizzando calcestruzzo fibrorinforzato. In queste strutture le fibre possono sostituire anche totalmente il rinforzo tradizionale, normalmente costituito da una rete elettrosaldata, con dei vantaggi significativi. Infatti, l'utilizzo di un rinforzo fibroso è spesso economicamente conveniente rispetto all'armatura tradizionale per la diminuzione del costo di manodopera e per l'eliminazione dei controlli sul corretto posizionamento del rinforzo tradizionale. Inoltre, la presenza di fibre aiuta a ridurre la fessurazione dovuta a effetti termici o di ritiro e migliora la resistenza a fatica del materiale [1].

Poiché il collasso per flessione o per taglio delle pavimentazioni in c.a. non mette normalmente in peri-

colo la vita delle persone, frequentemente queste non vengono incluse tra gli elementi strutturali che richiedono un calcolo. Questo approccio non è però in accordo con la legge 1086 [2] che, all'articolo 1, sancisce "Sono considerate opere in conglomerato cementizio armato normale quelle composte da un complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature che assolvono ad una funzione statica". In effetti, le pavimentazioni industriali hanno una funzione statica in quanto devono resistere ai carichi concentrati dei veicoli o delle scaffalature che, in molte situazioni, possono essere di notevole intensità.

Si deve poi considerare che le normative internazionali prevedono la verifica delle strutture nelle condizioni di esercizio ed allo stato limite ultimo. Non vi sono dubbi sulla necessità di garantire un buon funzionamento delle pavimentazioni nelle condizioni esercizio in quanto una eccessiva fessurazione potrebbe

comprometterne l'estetica e la durabilità ed una eccessiva deformazione potrebbe creare problemi alle scalfature ed alla circolazione dei mezzi. Sono proprio le verifiche nelle condizioni di esercizio a non essere frequentemente soddisfatte ed a causare contenziosi tra il committente ed il costruttore. La verifica delle pavimentazioni dovrebbe comunque riguardare anche gli stati limite ultimi che, per gli Eurocodici, "sono quelli associati al collasso o ad altre forme simili di guasti strutturali" e riguardano "la sicurezza delle persone o la sicurezza delle strutture e del loro contenuto" [3]. E' quindi evidente che le pavimentazioni, essendo soggette a possibili meccanismi di collasso strutturale, sono interessate alla verifica agli stati limite ultimi.

Ciononostante, allo stato attuale, la scelta dell'armatura e dello spessore delle pavimentazioni industriali viene spesso affidata all'"esperienza del costruttore", senza coinvolgere un progettista strutturale. Il risultato è che nelle pavimentazioni sono frequentemente presenti difetti che sono la principale causa dei contenziosi. Il contenzioso assume una particolare importanza se si considerano gli ingenti volumi di calcestruzzo impiegati (diverse centinaia di metri cubi) che fan sì che i danni contestati possano facilmente raggiungere le centinaia di migliaia di euro.

La totale assenza di un quadro normativo ha spinto una associazione di pavimentisti alla stesura di linee guida [4] e, recentemente, alla formazione di un gruppo di lavoro UNI, con lo scopo di produrre regole per la progettazione di pavimentazioni industriali [5].

La mancanza di regole per le pavimentazioni con armatura tradizionale peggiorano ulteriormente per le pavimentazioni in calcestruzzo fibrorinforzato a causa della quasi totale assenza (mondiale) di regole di progettazione per strutture realizzate in calcestruzzo con fibrorinforzo. Solo recentemente sono state pubblicate linee guida dalla Rilem [6] e si è formato un gruppo di lavoro UNI-CIS (SC4) allo scopo di preparare un documento normativo [7]. L'ovvia conseguenza è che, anche quando è coinvolto un progettista, le pavimentazioni in calcestruzzo fibrorinforzato vengono spesso dimensionate con le stesse regole adottate per il calcestruzzo armato tradizionale, basate su un comportamento elastico del materiale e della struttura. Questo approccio non è però corretto per il calcestruzzo fibrorinforzato che, dopo lo sviluppo della fessurazione (quando il fibrorinforzo inizia ad attivarsi), ha un comportamento decisamente non lineare che, con le percentuali volumetriche di fibra attualmente utilizzate ($V_f=0.3\div0.6\%$), è normalmente di tipo degradante (softening; Fig. 1a). Al contrario, il calcolo elastico può ragionevolmente essere accettato per un calcestruzzo armato tradizionale che mantiene un comportamento post-fessurativo quasi lineare, anche se con una rigidità minore alla fase prefessurativa (Fig. 1b).

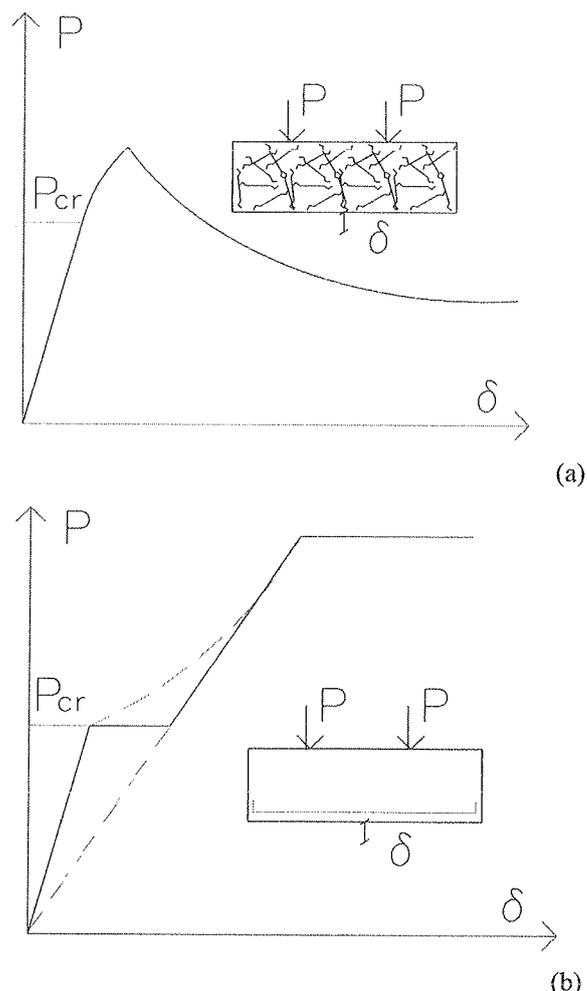


Fig. 1 – Risposta tipica di una trave fibrorinforzata (a) e di una in c.a. (b)

Il comportamento reale delle pavimentazioni su suolo elastico è stato messo in evidenza dagli studi sperimentali di Falkner [8]; altri interessanti risultati sono stati ottenuti da Beckett [9] e Kukreja [10]. I risultati sperimentali hanno evidenziato che il carico ultimo può essere superiore di circa 4-5 volte al carico di prima fessurazione. Gli Autori sono riusciti a riprodurre il comportamento sperimentale di piastre su suolo elastico (alla Winkler) [11] utilizzando metodi numerici basati sulla meccanica della frattura non lineare (NLFM) [12]. Il confronto ha riguardato sia risultati disponibili in letteratura sia risultati di prove effettuate dagli Autori stessi [13,14] i quali hanno anche evidenziato che la complessità computazionale legata alla meccanica della frattura può essere evitata se si preparano abachi di progettazione che forniscono direttamente lo spessore minimo della pavimentazione una volta che sono noti i carichi applicati [13]. I metodi di calcolo basati sulla meccanica della frattura sono stati recepiti dalle linee guida [4] e dai documenti normativi sulle pavimenta-

zioni [5] e sulle strutture in calcestruzzo fibrorinforzato [6,7].

I risultati interessanti ottenuti dalle prove preliminari hanno incoraggiato la prosecuzione della ricerca sperimentale su piastre in scala reale. Nel presente lavoro verranno presentati diversi risultati di piastre su suolo elastico (secondo le ipotesi tradizionali del calcolo delle pavimentazioni) per le quali è stato studiato con particolare attenzione il comportamento in esercizio ed allo stato limite ultimo. Le piastre sono state sottoposte ad un carico concentrato in mezzeria, secondo uno schema tipico nelle pavimentazioni, dove i carichi concentrati rappresentano la situazione più gravosa. Le piastre sono poi state modellate numericamente mediante metodi basati sulla meccanica della frattura con lo scopo di confermare la validità di tale approccio, anche per fornire un ulteriore supporto ai documenti normativi in preparazione.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il comportamento di piastra di pavimentazione è stato studiato sperimentalmente con prove su elementi in dimensione reale. Vengono di seguito presentati i risultati ottenuti su sette piastre quadrate con lato di 3 m e spessore di 0.15 m. Le dimensioni utilizzate rappresentano una porzione di piastra compresa tra i giunti di contrazione o di dilatazione.

Una piastra di riferimento (P0) è stata gettata senza rinforzo (né fibre né armatura tradizionale), mentre cinque piastre sono state realizzate con calcestruzzo fibrorinforzato utilizzando diversi dosaggi di fibre caratterizzate da una diversa geometria. Infine è stata gettata una piastra (P15) rinforzata con armatura tradizionale (rete Ø8 passo 200 mm) posta sul lato inferiore della piastra (poiché nel modello sperimentale sono sempre tese le fibre inferiori).

I provini sono stati realizzati utilizzando tre diversi tipi di fibra (Fig. 2):

- la fibra Wirand FF1 con 50 mm di lunghezza (l_f) e 1 mm di diametro (ϕ_f) con un rapporto d'aspetto (l_f/ϕ_f) pari a 50 (fibra 50/1.0A);
- una fibra molto simile alla precedente ma con una diversa sagomatura delle estremità (fibra 50/1.0B);
- la fibra Wirand FS4 con 30 mm di lunghezza (l_f) e 0.6 mm di diametro (ϕ_f) con un rapporto d'aspetto (l_f/ϕ_f) sempre pari a 50 (fibra 30/0.6).

Per le piastre è stato utilizzato un calcestruzzo di normale resistenza (C25/30), tipico delle pavimentazioni. La lavorabilità del calcestruzzo fresco è stata assicurata da uno slump superiore a 150 mm per tutte le piastre. In Tabella 1 sono riportati i valori medi della resistenza a compressione misurata su cubi di 150 mm di lato, provati lo stesso giorno della prova sulle pia-

stre. Nella stessa tabella è riportato il tipo di rinforzo utilizzato per le diverse piastre.

Le proprietà a frattura dei materiali sono state determinate utilizzando delle prove a flessione su quattro punti su travette intagliate di dimensioni 150×150×600 mm, come prescritto dalla recente Normativa UNI [15]. Le prove sono state eseguite in controllo di apertura di fessura con una macchina di prova servo-controllata Instron da 500 kN.

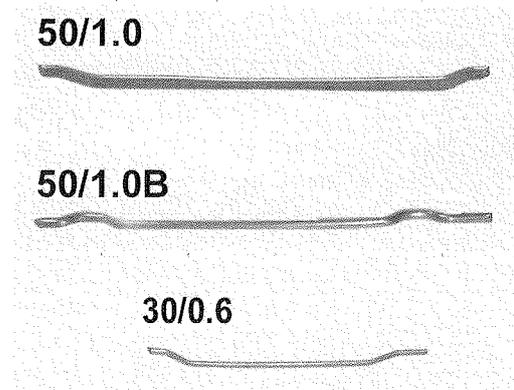


Fig. 2 – Fibre utilizzate nei getti delle piastre.

Piastra	$f_{c,cub}$ (MPa)	50/1.0 (%vol)	30/0.6 (%vol)	Armatura Tradiz.
P0	35.9	-	-	
P8	30.4	0.38 ^(a)	-	
P4		0.38 ^(b)		
P11	33.1	0.57 ^(a)		
P1	35.2		0.38	
P5	36.1		0.38	
P15	34.2	-	-	Ø8/200/200

Tab. 1 – Resistenza a compressione e rinforzo dei calcestruzzi utilizzati nelle diverse piastre.

Il principale problema riscontrato nella sperimentazione è stato quello della simulazione del suolo elastico: in precedenti prove infatti l'uso di cuscinetti in neoprene [11] aveva portato a rigidità del sottofondo troppo basse e lontane da quelle normalmente riscontrabili nella pratica. Per questa ragione, nella presente sperimentazione sono state progettate opportune molle in acciaio (Figura 3) che hanno consentito di ottenere una costante di sottofondo tipica per le pavimentazioni su terreno ($k=0.08 \text{ N/mm}^3$). Le molle realizzate con piccole piastre in acciaio appoggiate sui bordi, con al centro, un elemento per favorire l'appoggio puntuale (Figura 4a). Inoltre, ogni molla è stata provata per verificarne la singola rigidità. La costante di sottofondo (media) desiderata è stata ottenuta posizionando le molle ad una distanza di 375 mm nelle due direzioni. Uno strato di malta ad alta resistenza e rapido indurimento è stato poi posizionato tra la molla e la piastra

per compensare i dislivelli dovuti all'ingobbamento iniziale della piastra (Figura 4b) causato dal ritiro.

Il carico è stato applicato nel centro della piastra con un martinetto idraulico (Figura 5) ed è stato misurato con una cella di carico da 1000 kN. Sei trasduttori di spostamento (LVDT) sono stati posizionati per misurare le deformazioni della piastra (Figura 5).

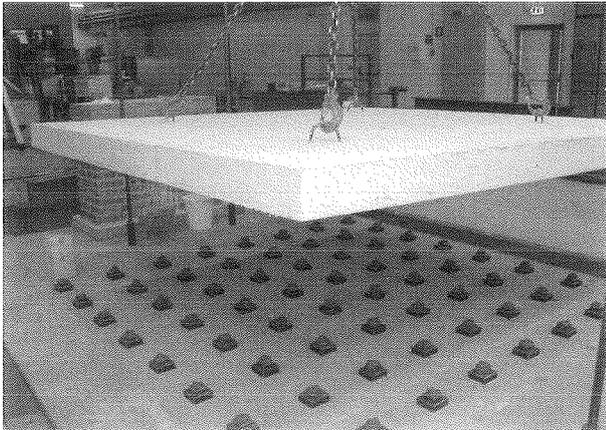
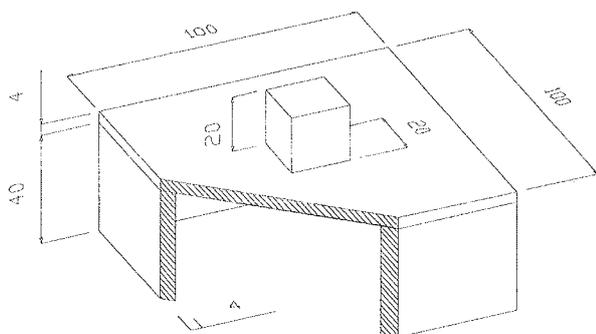
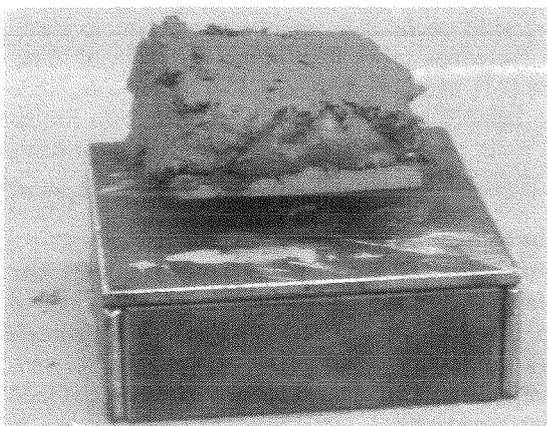


Fig. 3 – Posizione delle molle che simulano un suolo elastico.



(a)



(b)

Fig. 4 – Caratteristiche delle molle utilizzate come sottofondo.

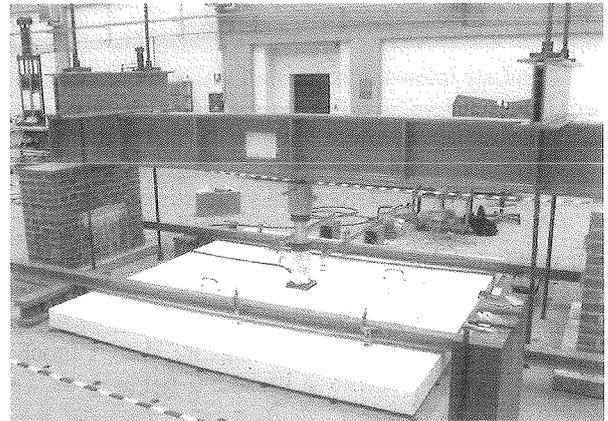


Fig. 5 – Telaio di carico e distribuzione della strumentazione.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Tutte le sette piastre sono state portate a rottura: il carico ultimo è stato convenzionalmente associato alla formazione di un meccanismo di collasso che si è attivato quando le due fessure principali hanno raggiunto i bordi della piastra (con lo sviluppo di un cinematismo). In ogni caso, ad avvenuto collasso il carico è ancora in grado di aumentare a causa della reazione elastica del sottofondo.

La Figura 6 mostra il diagramma carico-spostamento (del punto centrale della piastra) rilevato sperimentalmente. I risultati sono presentati con lo scopo di confrontare piastre con fibre di diversa geometria (ma con lo stesso rapporto d'aspetto, Figura 6a) e piastre con diversi contenuti di fibre (Figura 6b). In tutti i grafici sono riportati i risultati ottenuti dalla piastra P0 (senza fibre) e dalla piastra P15 (con armatura tradizionale). I valori del carico di collasso sono riportati in Tabella 2. Dalla Figura 6a si può notare come in presenza di fibre più piccole (con lo stesso rapporto d'aspetto) si abbia un carico ultimo leggermente superiore: questo grazie al maggior numero di fibre che attraversa le superfici di frattura. Dalla Figura 6b si evince che un contenuto di fibre superiore ai 30 kg/m^3 non aumenta significativamente la capacità portante della piastra, ma è in grado di assicurare un comportamento post-fessurativo più stabile.

La piastra P0, senza alcun rinforzo, ha un carico ultimo inferiore ed è caratterizzata da una rottura molto più fragile. Al contrario, la piastra P15, con rete elettrosaldata, ha un carico ultimo maggiore; questo evidenzia che una rete è posizionata correttamente e in grado di offrire alla piastra una buona resistenza. Nelle pavimentazioni reali, con condizioni di carico generiche, sono presenti trazioni sia al lembo inferiore sia al lembo superiore della piastra; quest'ultime richiederebbero uno strato di rete all'estradosso che spesso vie-

ne schiacciata verso il basso durante le operazioni di getto, lasciando la piastra senza alcuna armatura al lembo teso. In tal caso, la piastra è caratterizzata da una resistenza ridotta ma soprattutto da una grande fragilità, come la piastra P0. Al contrario, il fibrorinforzo è presente nell'impasto ed occupa tutti i punti della pavimentazione senza lasciare zone prive di armatura.

Il quadro fessurativo evidenzia come il meccanismo di collasso sia simile per la piastra P0 e per le piastre fibrorinforzate, con due fessure principali lungo le mediane (Figure 7a e 7a). Nella piastra P15, con rete elettrosaldata, molte fessure si sviluppano in direzione radiale e, solo in prossimità del collasso, le fessure si concentrano lungo le mediane (Figura 7c).

Piastra	Carico ultimo sperimentale (MPa)	Carico ultimo numerico (MPa)	Carico I fess. numerico (Mpa)
P0	177.0	183.0	46.7
P8	246.2	245.0	43.6
P4	238.6	248.5	46.2
P11	255.7	231.9	40.6
P1	265.0	240.5	48.1
P5	258.6	247.0	48.4
P15	387.5	-	-

Tab. 2 – Carico ultimo sperimentale e numerico e carico prima fessurazione numerico per le diverse piastre.

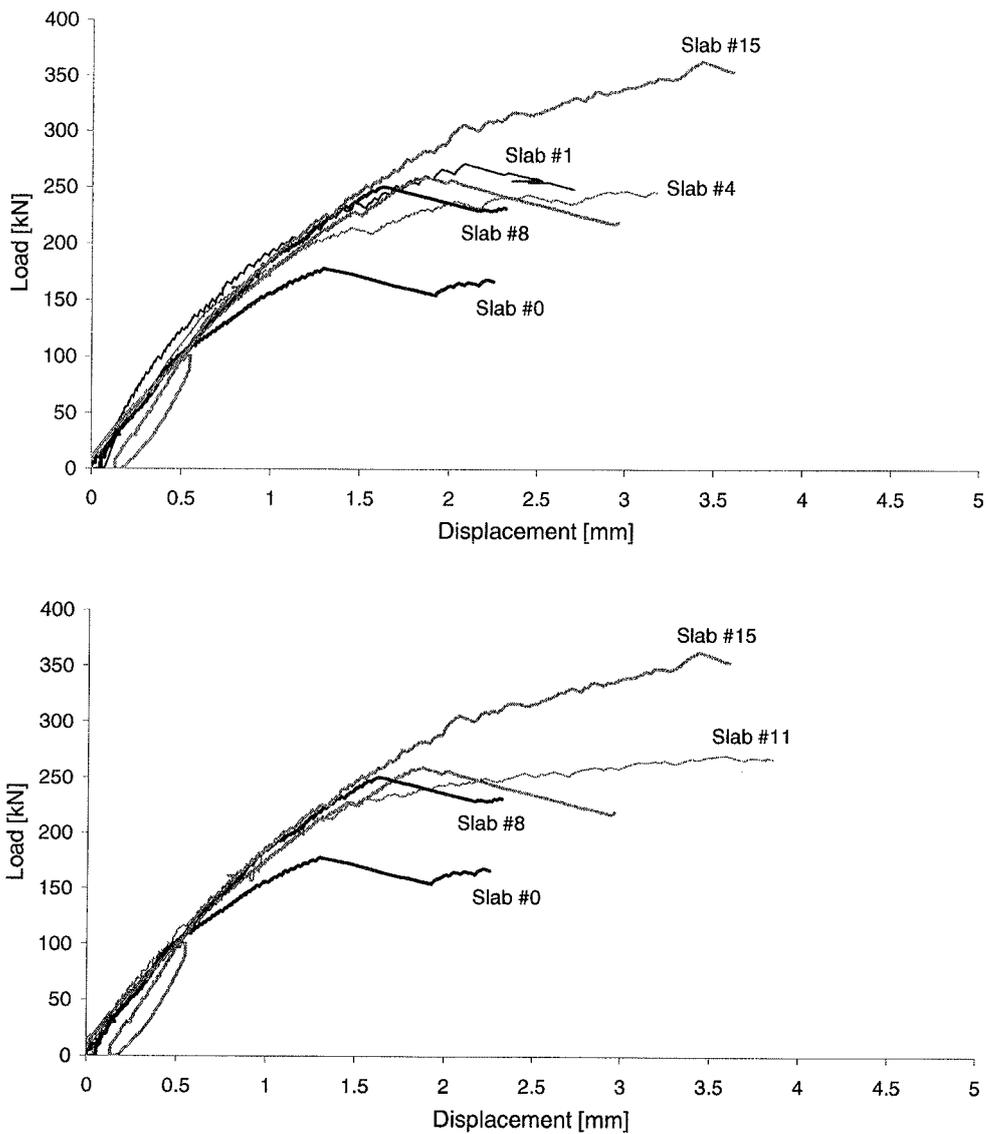


Fig. 6 – Curve carico spostamento per piastre rinforzate con fibre di uguale rapporto d'aspetto (a) e con diversi dosaggi di fibre (b).

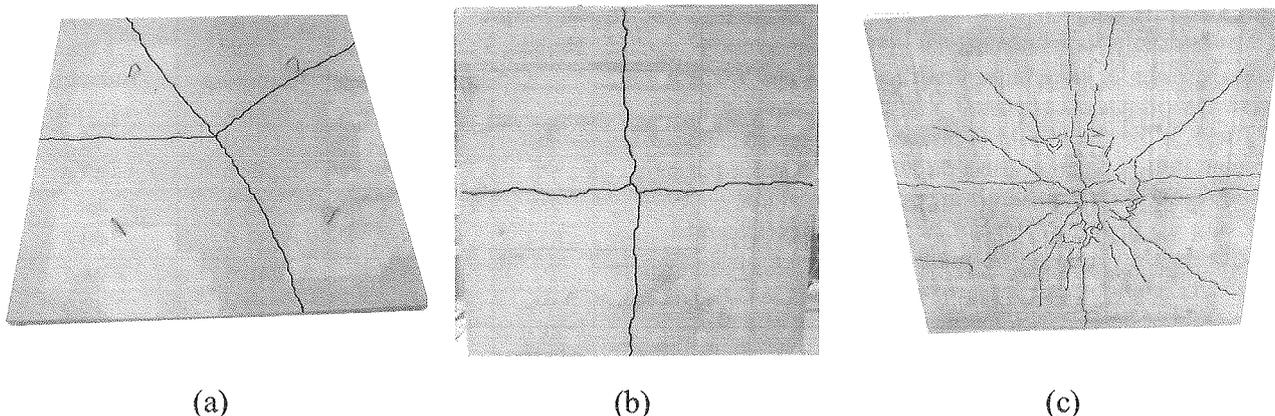


Fig. 7 – Quadro fessurativo della piastra P0 senza fibre (a), della piastra P5 rinforzata con fibre (b) e della piastra P15 con rete elettrosaldata (c).

4. ANALISI NUMERICHE

Dal momento che le fibre fanno sentire il loro effetto ad avvenuta fessurazione della matrice di calcestruzzo, quando il comportamento del materiale è marcatamente non lineare, le pavimentazioni in calcestruzzo fibrorinforzato possono essere adeguatamente analizzate con metodi basati sulla meccanica della frattura non lineare [11]. Metodi basati su un approccio elastico lineare non sono in grado di cogliere questa resistenza residua e tendono a sovradimensionare la piastra. La corretta modellazione del comportamento delle piastre deve quindi tenere conto della resistenza residua (post-fessurazione) dovuta alle fibre. La NLFM permette di simulare la propagazione delle fessure che nelle piastre è stabile grazie alla redistribuzione delle tensioni lungo la superficie di frattura. Grazie a questa redistribuzione, dovuta alla intrinseca iperstaticità delle piastre su suolo elastico, la capacità portante può crescere durante lo sviluppo delle fessure, fino alla formazione di un meccanismo di collasso.

I modelli numerici agli elementi finiti si possono basare sulla fessura discreta o sulla fessura diffusa. Nel presente lavoro si è utilizzato un approccio basato sulla fessura discreta attraverso l'adozione del programma Merlin [16]. L'approccio basato sulla fessura discreta richiede che la posizione delle fessure sia nota a priori. In corrispondenza della fessura, Merlin richiede la presenza di elementi interfaccia che si attivano solo al raggiungimento della resistenza a trazione del materiale e considerano la resistenza residua a trazione (post-fessurazione) attraverso una legge sforzo-apertura di fessura ($\sigma-w$) assegnata in fase di input. La legge $\sigma-w$ è una caratteristica del materiale utilizzato e può essere determinata tramite un'analisi inversa [17] delle prove a flessione su quattro punti precedentemente citate.

La resistenza a trazione f_{ct} ed il modulo elastico E_c , da utilizzare nell'analisi numerica, sono state determinate sperimentalmente su cilindri con diametro di

80 mm (Tabella 3). In Tabella 3 sono riportati i parametri della legge $\sigma-w$ che può essere ben approssimata da un legame bilineare [18], dove il primo ramo rappresenta la formazione delle prime microfessure nella matrice mentre il secondo ramo rappresenta la resistenza all'estrazione delle fibre (Figura 8). Dal momento che tutte le piastre sono state gettate con una matrice di calcestruzzo caratterizzata dalla stessa composizione, il primo ramo della bilatera è lo stesso per tutte le analisi.

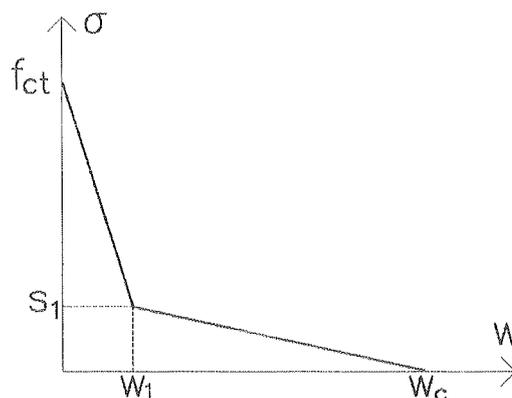


Fig. 8 – Legame bilineare tensione– apertura di fessura.

La Figura 9 mostra il confronto tra i risultati numerici ed i risultati sperimentali relativi alla piastra P0 e la piastra P5. Si può notare come l'analisi numerica sia in grado di prevedere il comportamento sperimentale sia in termini di carico ultimo che di sviluppo del quadro fessurativo. Inoltre, l'analisi numerica coglie bene la rigidità iniziale delle piastre e, di conseguenza, il loro comportamento in fase di esercizio. Occorre sottolineare il significativo incremento di carico che si ha dalla nascita della prima fessura fino al collasso, risorsa che viene considerata correttamente con l'utilizzo della meccanica della frattura non lineare.

In Tabella 2 sono riportati i valori numerici del carico ultimo e di prima fessurazione per tutte le piastre

provate. Si può notare la buona corrispondenza tra la capacità portante misurata sperimentalmente e quelle

valutata per via numerica.

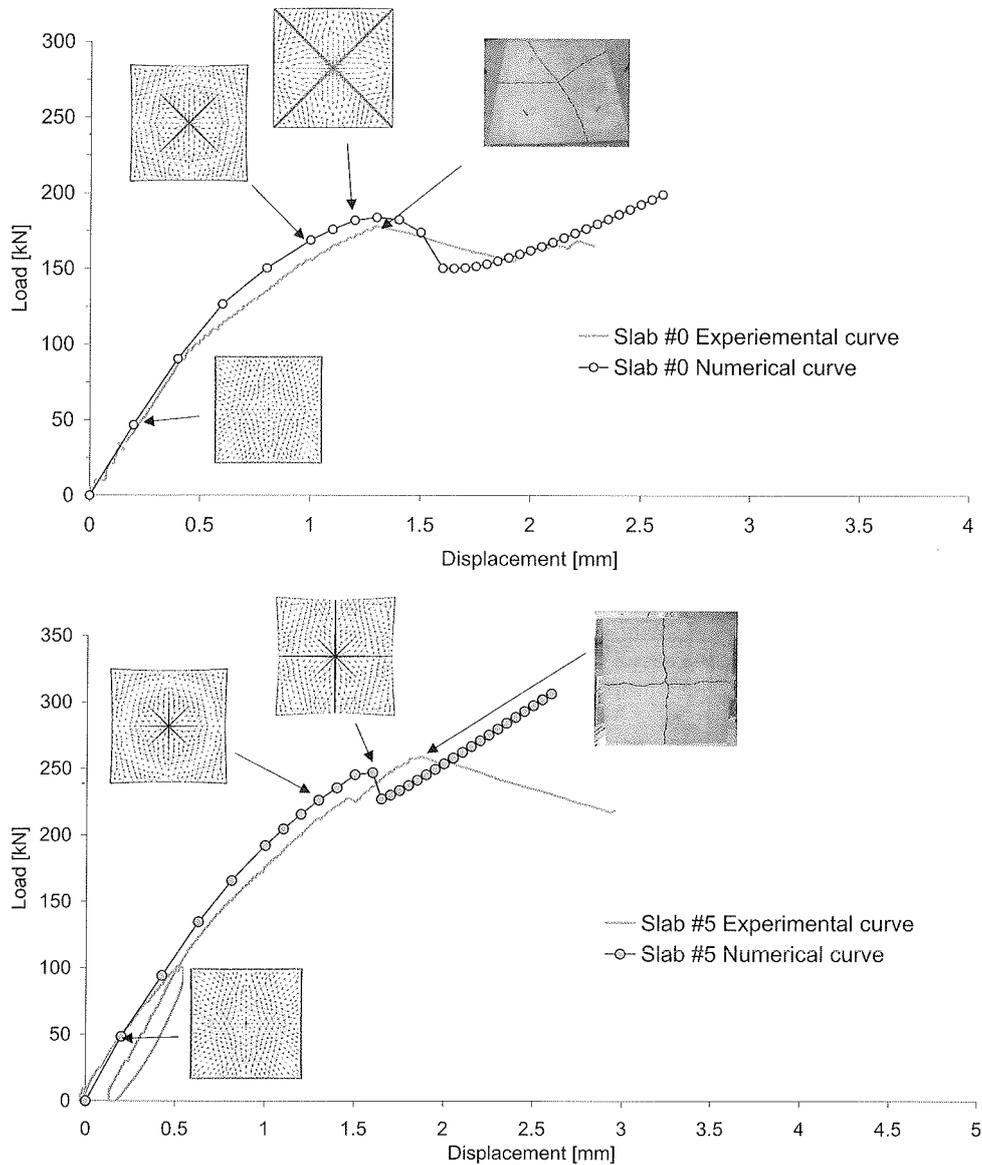


Fig. 9 – Confronto tra risultati sperimentali e numerici per la piastra P0 (a) e P5 (b).

Piastra	P0	P5
Fibra	-	30/0.6
Contenuto (% _{vol})	-	0.38
E (MPa)	24786	24786
f_{ct} (MPa)	3.0	3.0
s_1 (MPa)	0.75	1.20
w_l (mm)	0.035	0.028
w_c (mm)	0.25-	10.0

Tab. 3 – Caratteristiche del legame bilineare utilizzate nella modellazione delle piastre P0 e P5.

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda un'indagine numerica e sperimentale su piastre di pavimentazione in scala reale. Le piastre sono realizzate in calcestruzzo fibrorinforzato, con l'aggiunta di una piastra senza alcuna armatura ed una piastra con armatura tradizionale per favorire il confronto tra i risultati.

I risultati sperimentali evidenziano la formazione di un meccanismo di collasso. Il carico ultimo è leggermente superiore nel caso di piastre con fibre di minor dimensione (ma con lo stesso rapporto d'aspetto). Un contenuto di fibre superiore a 30 kg/m^3 non aumenta

significativamente la capacità portante della piastra ma è in grado di assicurare un comportamento post-fessurativo più duttile.

La piastra senza armatura ha un carico ultimo inferiore ed è caratterizzata da una rottura molto più fragile.

Il quadro fessurativo evidenzia come il meccanismo di collasso sia simile per la piastra senza armatura e per le piastre fibrorinforzate, con due fessure principali lungo le mediane. Nella piastra con rete elettrosaldata si sviluppano molte fessure in direzione radiale e solo in prossimità del collasso le fessure si concentrano lungo le mediane.

Analisi agli elementi finiti basate sulla meccanica della frattura non lineare hanno consentito di simulare bene il comportamento sperimentale di tutte le piastre; ciò conferma che la meccanica della frattura è uno strumento utile per l'analisi ed il dimensionamento delle pavimentazioni in calcestruzzo fibrorinforzato.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] G.A. Plizzari, S. Cangiano, and N. Cere – 2000, “Post-peak behaviour of Fiber-Reinforced Concrete under Cyclic Tensile loads”, *ACI Materials Journal*, 97 (2), 182-192.
- [2] Legge 5 Novembre 1971, N. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [3] CEN, PrEn 1990 - 2001, “Eurocode – Basis of structural design”.
- [4] ConPaviPer – 2003, “Codice di buona pratica per i pavimenti in calcestruzzo ad uso industriale”.
- [5] UNI - 2004, “Pavimenti di calcestruzzo ad uso industriale. Criteri di progettazione, costruzione e collaudo”, in fase di completamento.
- [6] RILEM TC 162 TDF – 2000, “Part 1: Test and Design Method for Steel Fiber Reinforced Concrete - Recommend, Part 2: σ - ϵ method”, *Materials and Structures*, 33 (226), 75-81.
- [7] UNI-CIS SC4 – 2004, “Progettazione, esecuzione e controllo degli elementi rinforzati con fibre di acciaio”, in preparazione.
- [8] H. Falkner, Z. Huang, M. Teutsch - 1995, “Comparative Study of Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Ground Slabs”, *Concrete International*, 17 (1), 45-51.
- [9] D. Beckett - 1999, “A comparison of Thickness design methods for concrete industrial ground floors”, 4th International Colloquium on Industrial Floor, January 12-16.
- [10] C.B. Kukreja - 1987, “Ultimate Strength of Fiber Reinforced Concrete Slabs”, in *Proceedings of International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*, 16-19 dicembre, Madras, 1, 237-255.
- [11] A. Meda, G.A. Plizzari – 2001, “Un nuovo metodo di calcolo per le pavimentazioni industriali in calcestruzzo fibrorinforzato”, *L'Edilizia*, 5, pp. 54-60.
- [12] A. Hillerborg, M. Modèer, P.E. Petersson - 1976, “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”, *Cement and Concrete Research*, 6, 773-782.
- [13] A. Meda, G. A. Plizzari – 2001, “La progettazione delle pavimentazioni in FRC mediante un metodo basato sulla meccanica della frattura”, *La meccanica della frattura nel calcestruzzo ad alte prestazioni*, IGF. Brescia, 14 novembre, pp. 137-156.
- [14] A. Meda, G.A. Plizzari - 2004, “A new design approach for SFRC slabs on grade based on fracture mechanics”, *ACI Structural Journal*, in stampa.
- [15] UNI 11039 - 2003, “Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio - Parte I: Definizioni, classificazione e designazione - Parte II: Metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità”.
- [16] R.W. Reich, J. Cervenka, V. E. Saouma - 1994, Merlin, A three-dimensional finite element program based on a mixed-iterative solution strategy for problems in elasticity, plasticity, and linear and nonlinear fracture mechanics, EPRI, Palo Alto, <http://civil.colorado.edu/~saouma/Merlin>.
- [17] P.E. Roelfstra, F.H. Wittmann - 1986, “Numerical Method to Link Strain Softening with Failure of Concrete”, in F.H. Wittmann (Ed.), *Fracture Toughness and Fracture Energy*, Elsevier, Amsterdam, 163-175.
- [18] F.H. Wittmann, K. Rokugo, E. Brühwiler, H. Mhashi, P. Simonin, – 1988, “Fracture Energy and Strain Softening of Concrete as Determined by Means of Compact Tension Specimens”, *Materials and Structures*, 21, 21-32.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata finanziata dalle Officine Maccaferri S.p.A. di Bologna (Italy).

Gli Autori ringraziano i tecnici del laboratorio Pietro Pisa dell'Università di Brescia per l'assistenza alla preparazione delle prove sperimentali.

Un ringraziamento particolare è rivolto all'Ing. Paolo Martinelli e l'Ing. Luca Cominoli per l'elaborazione dei risultati sperimentali e lo svolgimento delle analisi numeriche.

UN DELICATO INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DI ALCUNI COMPONENTI STRUTTURALI

Giovanni Menditto¹, Maria Gabriella Menditto²

¹ Professore ordinario f.r. di Scienza delle costruzioni, Università Politecnica delle Marche.

² Ingegnere Civile, Dottore di Ricerca, Assegnista post-dottorato, Università Politecnica delle Marche.

SOMMARIO

Viene presentata una metodologia di intervento che ha consentito il ripristino di alcuni componenti dell'ossatura portante di un capannone industriale attaccato da shock termico da incendio. L'intervento sui pilastri non ha richiesto la rimozione della copertura, risanata in una successiva fase di lavorazione, consentendo il prosieguo delle lavorazioni in atto.

SUMMARY

A restoration methodology for some structural members of the manufacturer shed skeleton damaged by a fire is presented. The restoration of the pillars not required the removal of the covering, afterwards cured. In this manner the process of the workings was allowed.

Si riferisce su una particolare, quanto delicata tecnica di intervento per il miglioramento di alcuni elementi strutturali dell'ossatura portante di un opificio attaccato da incendio per il quale occorreva mantenere nel corso dei lavori lo svolgersi delle lavorazioni in atto e, nelle fasi ricostruttive, rispettare alcuni vincoli imposti dalla presenza di altri capannoni (Fig. 1).

L'opificio oggetto dell'intervento è costituito da più corpi di fabbrica realizzati con identica tipologia strutturale. Pilastri in conglomerato cementizio con armatura lenta nera, alti m. 4,50 e posti ad interasse di m. 16, travi in c.a.p. a doppio T lunghe m. 16; copertura con tegoli prefabbricati in c.a.p. della lunghezza di m. 15,45 ÷ 15,75 e spessore variabile da 5 a 8 cm, collegati da lastre prefabbricate in c.a.; fondazione a plinti in c.a. gettati in opera.

Chiusure perimetrali esterne realizzate con pannelli prefabbricati in c.a. dello spessore di cm. 20 armati con rete elettrosaldata per il corpo di fabbrica indicato come settore (1) e da muratura in mattoni forati inserita in un'intelaiatura in c.a. per il corpo di fabbrica indicato come settore (2).

A seguito dello shock termico da incendio è crollato l'intero corpo di fabbrica indicato in fig. 1 come "comparto di fuoco", mentre è risultata parzialmente compromessa la funzionalità statica del corpo adiacente come hanno indicato i risultati di un'estesa campagna non distruttiva (metodo Sonreb).

In particolare:

- le travi collocate all'interno del manufatto, non avendo subito in maniera diretta l'aggressione termica, risultavano staticamente non compromesse e pertanto non necessitavano di alcun tipo di intervento;
- le travi di bordo longitudinali, comuni al corpo di fabbrica collassato ed a quello ad esso adiacente, esposte direttamente all'attacco termico, si

presentavano visibilmente inflesse;

- i pilastri collocati nel comparto di fuoco erano completamente disidratati sia corticalmente che in profondità;
- le chiusure perimetrali esterne non presentavano segni evidenti di instabilità, ma risultava totalmente compromessa la funzione REI loro richiesta;
- gli elementi di copertura, ad un esame visivo, apparivano corticalmente disidratati ed essendo non praticabile l'esecuzione di saggi diretti si rinviava ogni ulteriore approfondimento a prove di carico da condursi ad avvenuto risanamento dei pilastri.

Gli interventi di ripristino, problematici soprattutto per la presenza di pilastri comuni ai due corpi di fabbrica, sono stati articolati nelle seguenti fasi:

- Miglioramento strutturale dei pilastri operando in successione su ciascuno di essi, mantenendo in posto l'intera copertura attraverso un adeguato sistema di opere provvisorie correnti lungo l'intero sviluppo delle travi longitudinali interne (del tipo AS-STÜTZEN) ed il posizionamento di martinetti idraulici e meccanici posti in parallelo alle testate delle travi oggetto di interventi (figg. 2,3,4,5).

In tali condizioni di sicurezza, per l'intera altezza del pilastro e spingendosi alla quota fondale, si è provveduto alla rimozione del calcestruzzo degradato fino ad incontrare quello consistente (figg. 6,7).

Si è quindi completamente liberato il pilastro scollegandolo dai pannelli perimetrali con un taglio a forza impiegando sega circolare idraulica con nastro diamantato (fig. 8).

Le esistenti armature metalliche longitudinali e trasversali (staffe), previa pulizia con spatola a mano, fino al color bianco, sono state trattate con due mani di prodotto anticorrosivo.

Si è quindi proceduto all'integrazione dell'armatura (con 4 Φ 16 longitudinali e staffe \emptyset 8/10 cm), ancorandosi in fondazione al pozzetto (a mezzo di trapanatura sono state inserite barre di collegamento tra il plinto esistente e la gabbia ricostruita) (figg. 9,10), e, successivamente, alla ricostruzione del conglomerato asportato con colatura di malta tixotropica antiritiro ad altissima resistenza, garantendo un copriferro 3 cm.

Le mensoline di appoggio dei pilastri sono state demolite. Successivamente previa scapitozzatura sommitale del pilastro si sono inserite le gabbie di armatura delle mensoline ed effettuato il getto.

Il disarmo, conformemente alle proprietà della malta impiegata, è stato eseguito dopo 7 gg dal getto.

- Completato il risanamento di tutti i pilastri eseguito, come si è detto, pilastro per pilastro spostando, di volta in volta, i soli martinetti idraulici a sostegno delle testate delle travi, si è proceduto al disarmo delle travi longitudinali procedendo con lo smontaggio dei puntelli dal centro verso la periferia del sistema provvisorio. Attesi 28 gg. dalla ultima opera di consolidamento dei pilastri, previa rimozione dell'intera impermeabilizzazione completamente compromessa, si sono ricercate le residue proprietà (meccaniche e deformative), dei tegoli di copertura attraverso un confronto tra i dati ottenuti dalla prova di carico su un elemento interessato dall'incendio con quelli di un analogo componente totalmente indenne dallo shock termico (figg. 11, 12).

L'elemento "indagato" presentava solo un "ritardo" nel recupero della risposta della fase di scarico essendo paragonabili i valori delle frecce delle due prove di carico.

Si è quindi deciso per un consolidamento strutturale dei tegoli di copertura.

L'intervento si è articolato nello "scorticamento" mediante sabbiatura dello strato corticale del tegolo fino ad incontrare il conglomerato inalterato; nel rivestimento dell'intera superficie dell'elemento con rete elettrosaldata (Φ 6 maglia 12 x 24) e nella ricostruzione dello strato asportato, per uno spessore medio di 3 cm., con una malta bicomponente a basso modulo elastico.

Le opere di copertura sono state completate con la posa in opera di idonea impermeabilizzazione e con la sostituzione dei cupolini danneggiati.

Per il conferimento della richiesta resistenza al fuoco dei pannelli prefabbricati esterni, settore 1, si è provveduto, previa accurata idropulizia ad alta pressione, al fissaggio a parete di pannellatura certificata REI 120.

Per la partizione verticale, settore 2, previa demolizione delle opere in muratura ed in conglomerato cementizio armato, si è provveduto alla ricostruzione mediante utilizzo di blocchi in laterizio portanti (25 x 30 x 12 cm.) ed alla realizzazione di un telaio in conglomerato cementizio ad armatura lenta nera.

Le travi di bordo del settore 2, poiché la loro funzione rimaneva subordinata alla successiva realizzazione del corpo di fabbrica crollato, non sono state rimosse e soggette solo ad intervento di finitura superficiale.

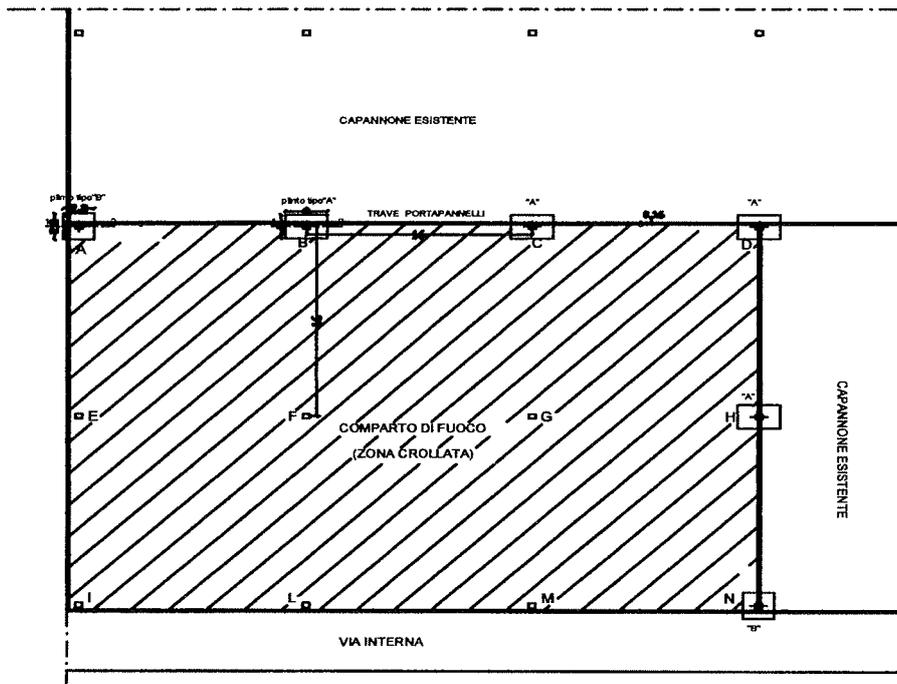


Figura n° 1

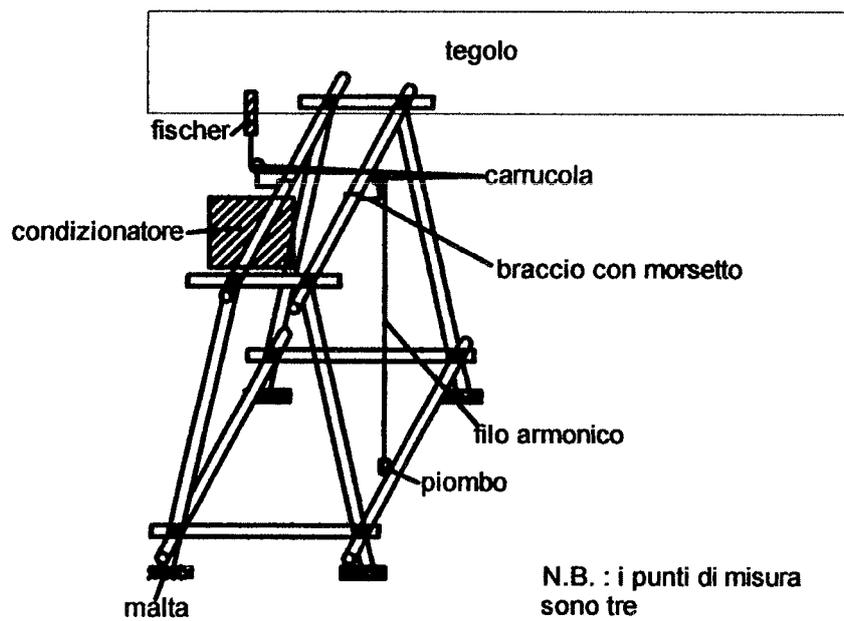


Figura n° 2

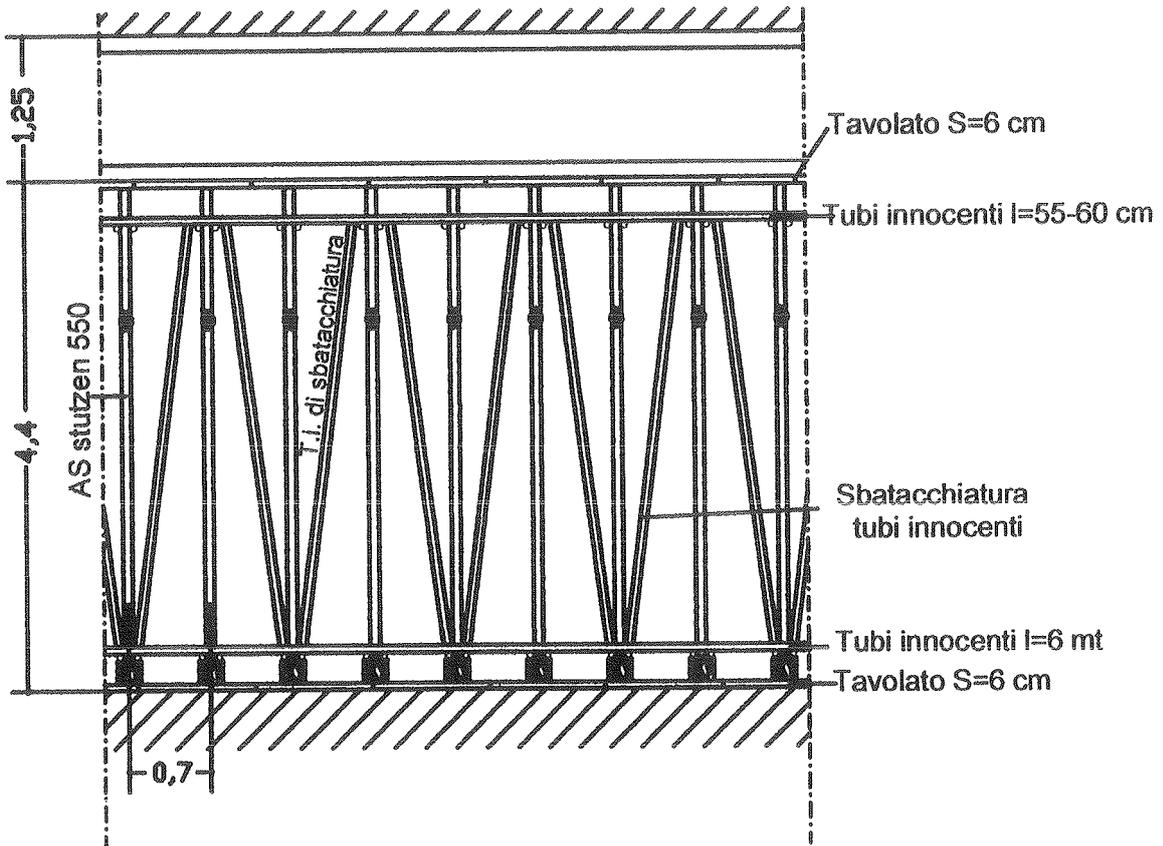


Figura n° 3

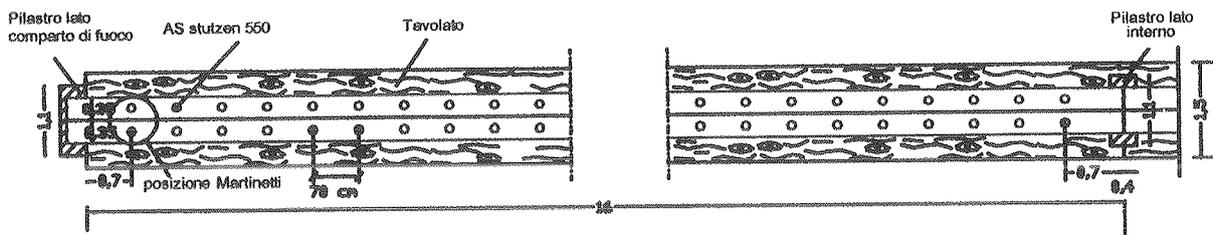


Figura n° 4

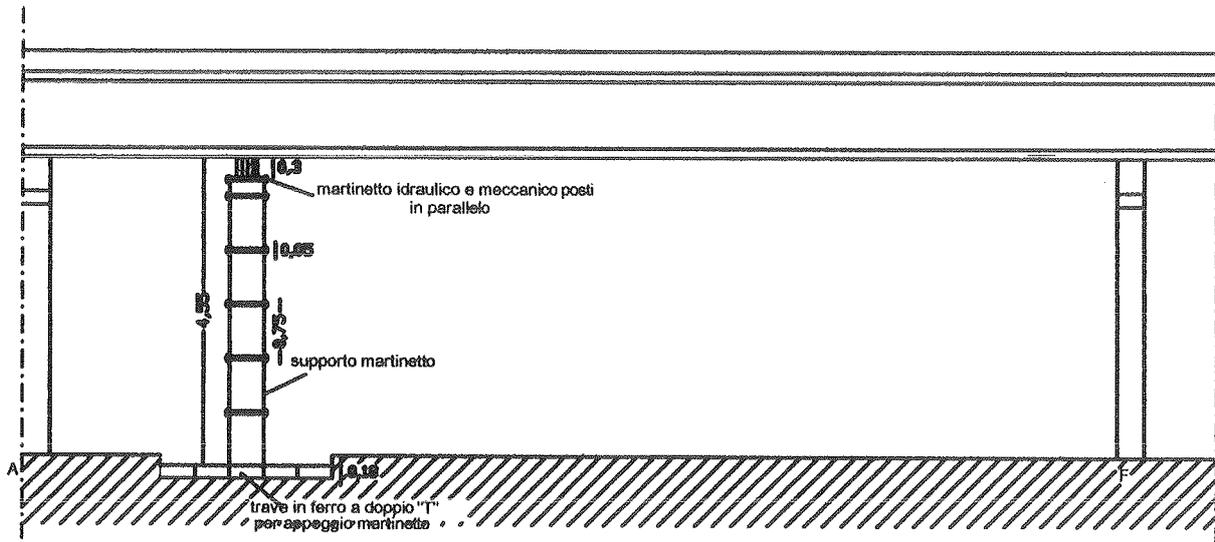


Figura n° 5

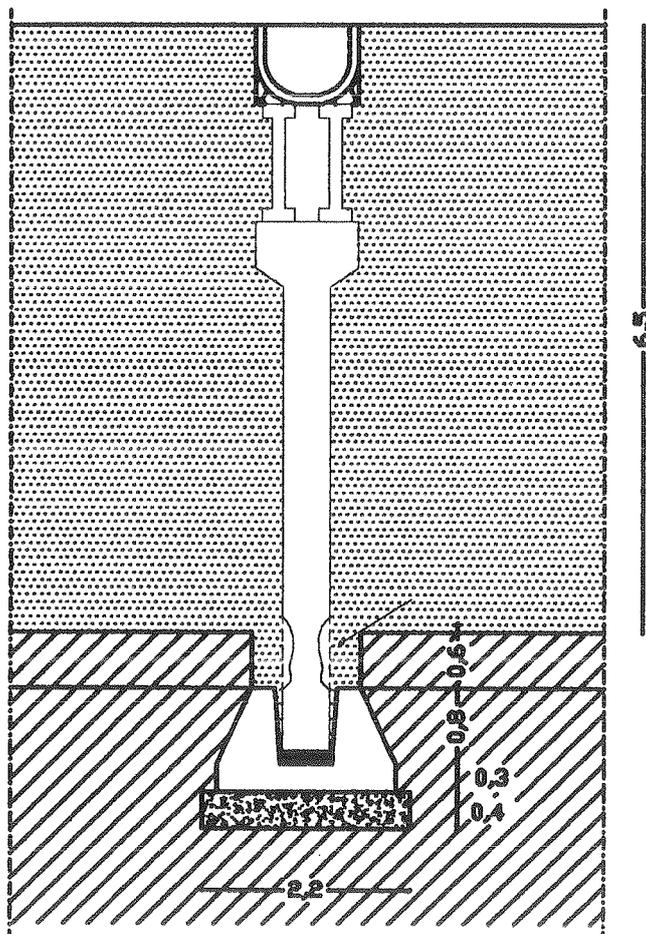


Figura n° 6

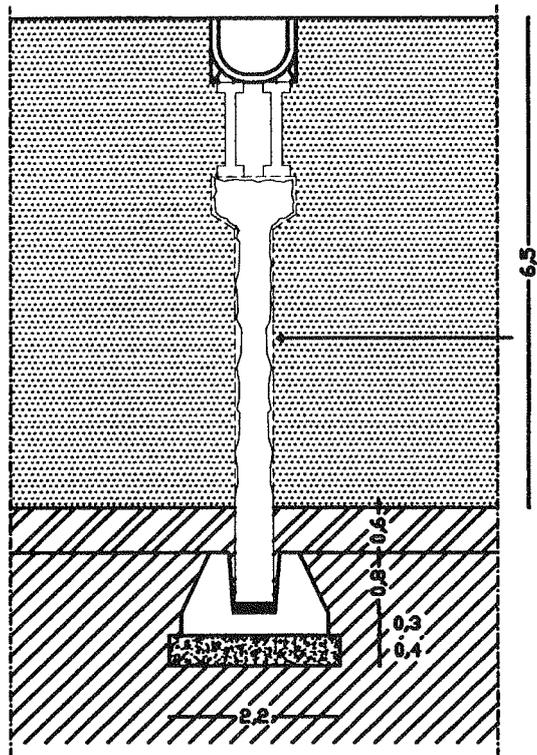


Figura n° 7

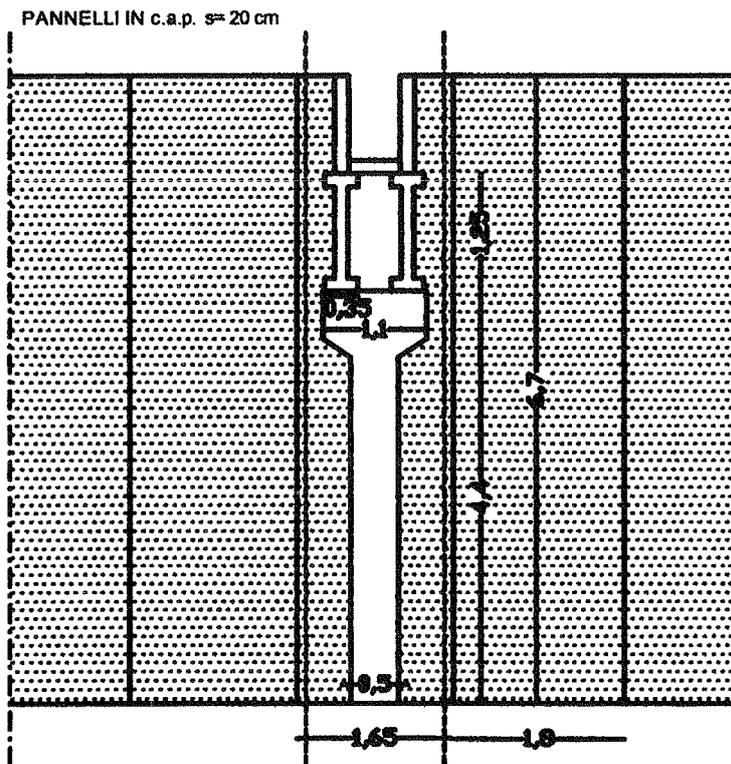


Figura n° 8

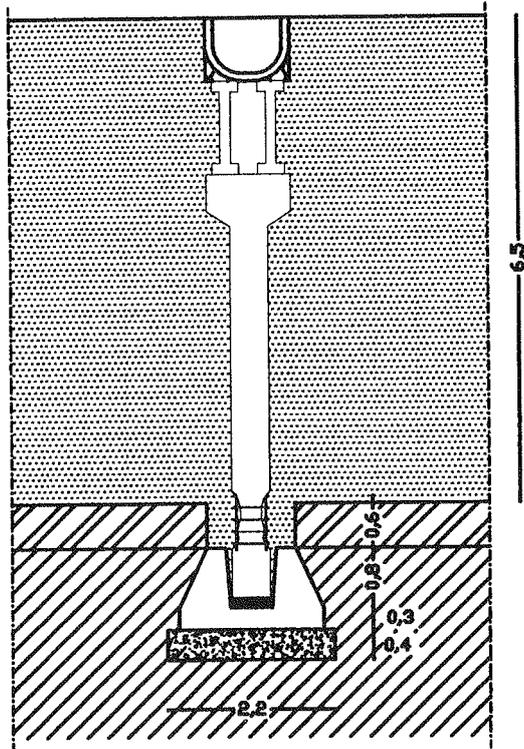


Figura nº 9

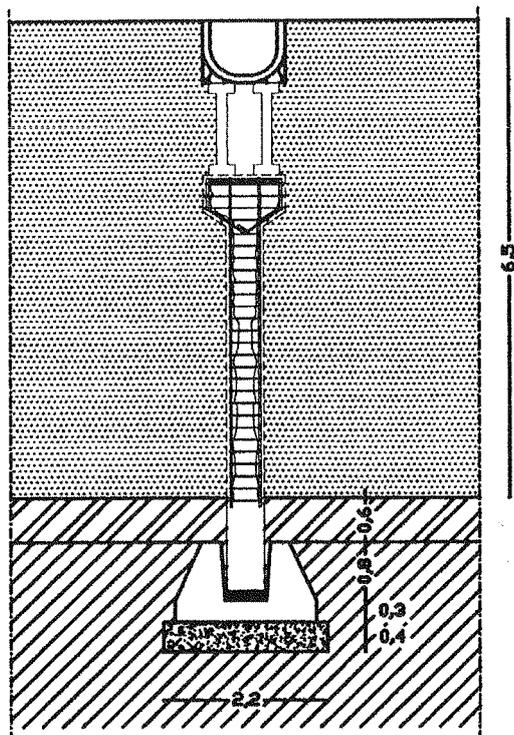


Figura nº 10

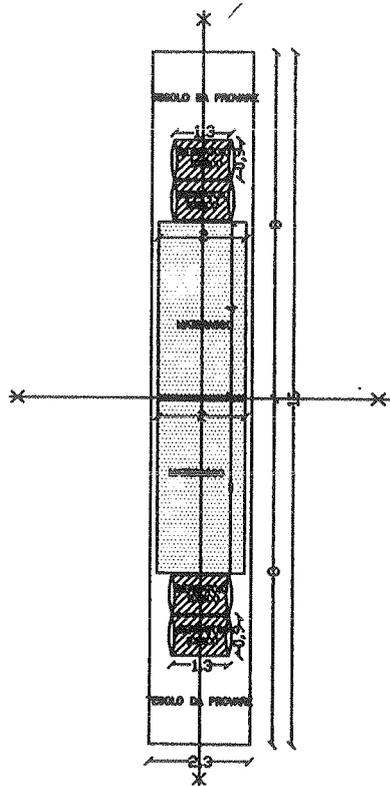


Figura n° 11

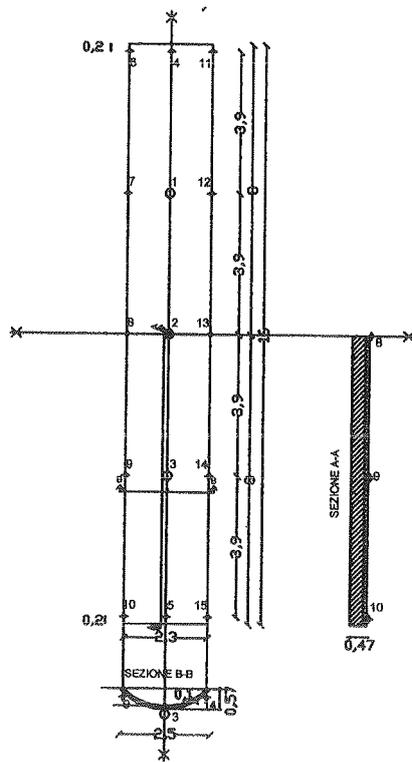


Figura n° 12

Numerose altre fonti testimoniano delle continue ricostruzioni delle fosse interne alla città, facilmente alimentate da sorgenti di acque vive, e fonti di fiorenti commerci attraverso i corsi d'acqua dal Ticino, al Po all'Adda. La toponomastica di Milano (Porta Ticinese, Via Laghetto, Via Pantano, Via Conca del Naviglio) e alcune vedute storiche di zone ben note della città (Fig. 2.2) testimoniano la continuità vitale nei secoli della presenza dei Navigli in Milano.

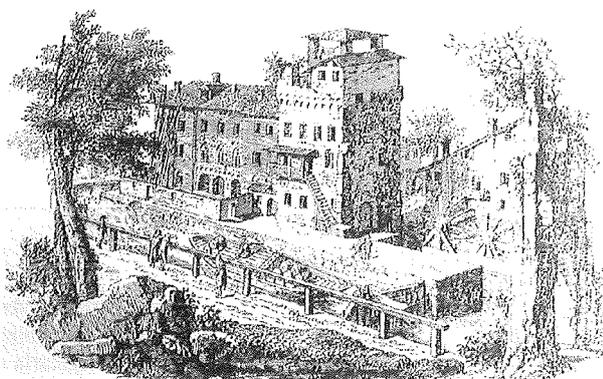


Figura 2.2 - La Chiesa di San Martino con la Torre dell'Imperatore e il Molino delle Armi nel XIII secolo

I disegni di Leonardo da Vinci conservati nella Biblioteca Ambrosiana (Fig. 2.3) riguardano essenzialmente le numerose opere idrauliche necessarie a superare i dislivelli fra le diverse zone della città: di tali conche oggi rimangono poche testimonianze, fra cui la "conca Fallata" (Fig. 2.4).

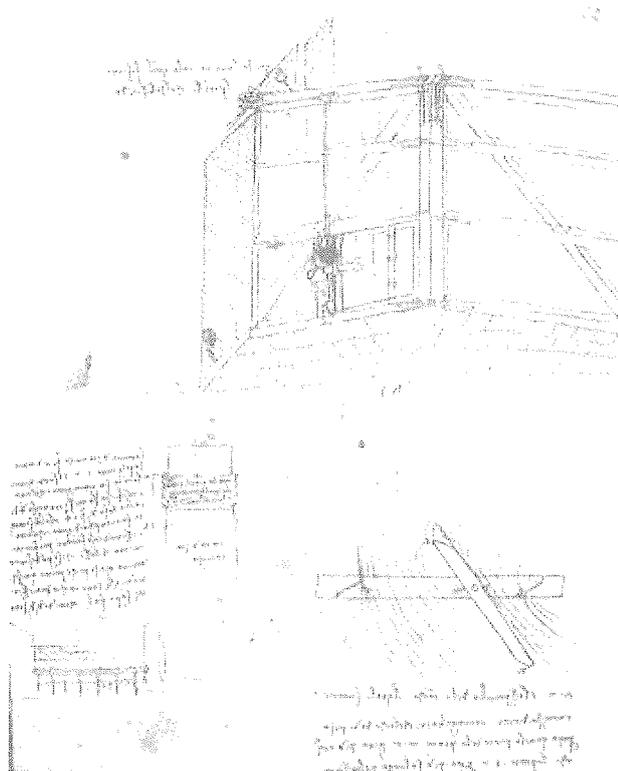


Figura 2.3 - Disegno originale di Leonardo Da Vinci. Codice Atlantico foglio 656a ex foglio 240r.c.



Figura 2.4 - La "Conca Fallata"

L'importanza commerciale della rete dei Navigli, collegando Milano con la Svizzera da una parte e la Repubblica Veneziana dall'altra, è andata crescendo nei secoli, e insieme la nascita e l'espansione di importanti luoghi architettonici che si sono sviluppati lungo le sponde, come ricche dimore nobiliari, fiorenti monasteri e grandi tenute agricole. Tra il XIX e XX secolo la vocazione fluviale del commercio viene soppiantata sia dalla espansione della ferrovia sia dal trasporto su strada. Il sistema dei canali cade in un progressivo abbandono, la maggior parte della rete cittadina viene coperta [1], [2] e [3].

3. ATTUALE STATO DI CONSERVAZIONE DEI MURI SPONDALI

L'abbandono della navigazione lungo i canali causò anche un progressivo disinteresse nei confronti dei Navigli, i quali vennero lasciati al loro destino. Le strutture che ne risentirono di più furono i muri di sponda, i quali erano già stati trascurati fin dall'Ottocento, quando i pochi frammentari interventi di manutenzione ordinaria si riducevano alla sistemazione della loro parte superficiale. Urbanizzazione più intensiva, traffico automobilistico e tranviario sulle alzaie, impermeabilizzazione da asfalto, scavi continui per rinterro di sottoservizi sono state, e sono tuttora, concause negative per la stabilità dei muri spondali dei Navigli, e soprattutto del Naviglio Grande, essendo le sue strutture più antiche rispetto a quelle degli altri Navigli.



Figura 3.1 - Esempio di muratura costituita da più materiali



Figura 3.2 - Degrado per mancanza di materiale

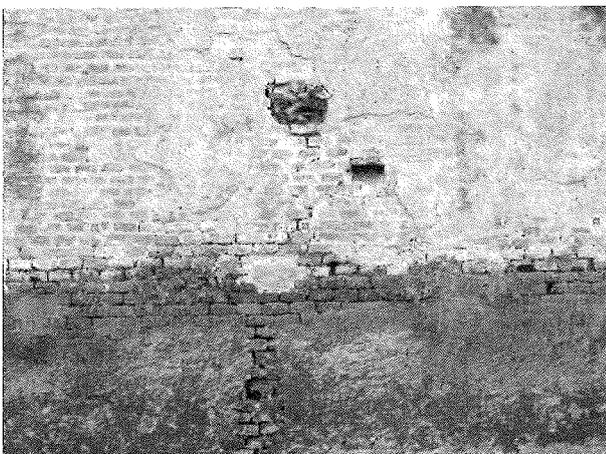


Figura 3.3 - Infiltrazione dell'acqua nelle fessure verticali



Figura 3.4 - Naviglio Grande in asciutta (grave erosione del muro)

Il degrado per mancanza di materiale e per vistosi fuori-piombo oggi risulta diffuso e coinvolge tutte le diverse tipologie (almeno la parte visibile) dei muri (Figg. 3.1-3.4).

Il rilievo degli effettivi danneggiamenti delle parti originali dei muri, cioè quelle che verosimilmente sono soggette alle maggiori spinte del terreno è reso difficile essendo tali parti

nascoste da interventi e superfetazione, spesso di poca efficacia strutturale. Non solo la compattezza e integrità del muro non sono indagabili, ma anche il reale spessore del muro stesso, eventuali ed ipotizzabili riseghe o presenza di ispessimenti non sono accessibili (Fig. 3.5).

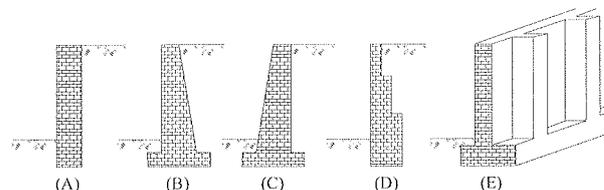


Figura 3.5 - Possibili geometrie del muro

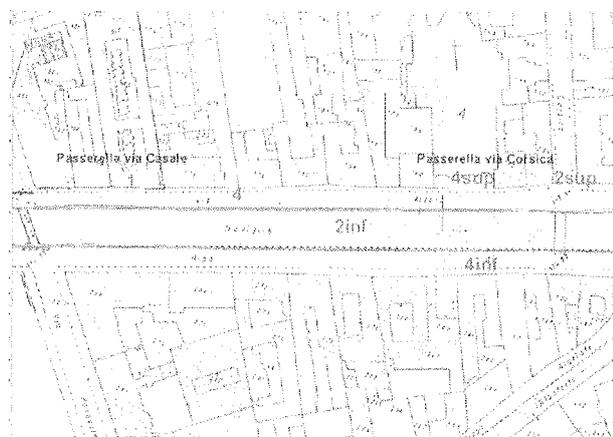
Il “Master Plan Navigli”, promosso dalla Regione Lombardia, prevede l’attuazione di interventi integrati di risanamento e messa in sicurezza statica delle diverse opere strutturali riguardanti i Navigli e richiede come procedura fondamentale la messa a punto di Linee Guida per la stesura di metodologie di indagini coordinate e integrate allo scopo di fornire tutti i dati necessari per la definizione e ottimizzazione dei diversi progetti definitivi degli interventi strutturali e di restauro superficiale. A tal fine, per quanto riguarda gli aspetti statico-strutturali e in particolare i muri spondali il rilievo e la schedatura delle parti visibili ha suggerito di prevedere l’attuazione di diverse prove complementari da attuarsi in situ, in un “cantiere pilota”, e in laboratorio, al fine di ottenere le informazioni e indicazioni necessari e per la scelta e calibrazione delle metodologie più affidabili e utili per gli specifici problemi dei muri spondali.

4. IL CANTIERE PILOTA: DESCRIZIONE DELLE PROVE

Approfittando dell’annuale asciutta primaverile dei Navigli, si è aperto il “Cantiere Pilota” sul tratto del Naviglio Grande, in prossimità della Darsena, con il piano di esecuzione delle indagini e delle prove indicate nell’elenco seguente e nella Figura 4.1.

- analisi storico-archivistica: per individuare le varie tecniche costruttive che sono state adottate per realizzare le murature, sia del cantiere pilota, sia degli altri tratti dei Navigli;
- sopralluogo visivo: con lo scopo di individuare i diversi tipi di materiali lapidei utilizzati nella costruzione delle sponde e di verificare il loro stato di conservazione ed i connessi fenomeni di degrado e di precarietà statica;
- trincee e pozzetti d’ispezione: per constatare, anche se solo puntualmente, la reale geometria e consistenza materica del muro;
- carotaggi orizzontali nelle murature: per definire lo spessore del muro;
- endoscopia: per osservare direttamente i fori di sondaggio eseguiti nelle murature e poter, in questo modo, ricostruire la reale stratigrafia del muro di sponda;
- sondaggi verticali e inclinati: per la caratterizzazione del terreno;
- prove penetrometriche dinamiche: per la caratterizzazione del terreno;
- indagini georadar: per definire lo spessore e la geometria del muro di sponda;

- indagini soniche: per definire lo spessore, la geometria e le proprietà meccaniche del muro di sponda;
- prelievo di malta e di mattoni: per la definizione delle caratteristiche fisico meccaniche utili nella scelta delle opportune malte per il consolidamento conservativo.



LEGENDA

- Trincea esplorativa
- Carotaggio orizzontale singolo
- Carotaggio orizzontale doppio
- Sondaggio verticale e prova dinamica OPSH
- Sondaggio inclinato
- Degrado elevato (intervento strutturale)
- Zona a maggior rischio statico

Figura 4.1 – Le indagini nel “Cantiere Pilota”

Le indagini georadar e soniche sono state programmate, poiché, allo stato attuale delle conoscenze, esse sembrano rappresentare le due prove non distruttive per strutture in muratura che forniscono i risultati più attendibili. Avvalendosi dei riscontri sperimentali forniti dalle altre indagini del “Cantiere Pilota” tali metodologie possono essere calibrate e tarate per fornire i dati geometrici e di consistenza materica necessari, evitando, in un progetto integrato, indagini invasive, non proponibili su vasta scala.

La numerosità delle prove elencate e i diversi gruppi operativi coinvolti hanno prodotto una quantità notevole e significativa di dati, raccolti in diversi reports [4], [5], [6]. Per gli scopi previsti vengono qui sottolineate alcune elaborazioni e risultati più significativi.

Nei fori prodotti dai carotaggi si sono eseguite le prove con videoscopia. Sia dalle carote estratte sia dalle immagini endoscopiche (Figg. 4.2 ÷ 4.5) si constata una notevole discontinuità nello spessore del muro.

Insieme alla presa diretta attraverso trincee, si sono ricostruiti, nei punti analizzati, le geometrie dei muri, molto variabili, come si legge nei due esempi di Figura 4.6 e 4.7, sia in termini di spessori, sia in termini di riseghe e allargamenti in fondazione.

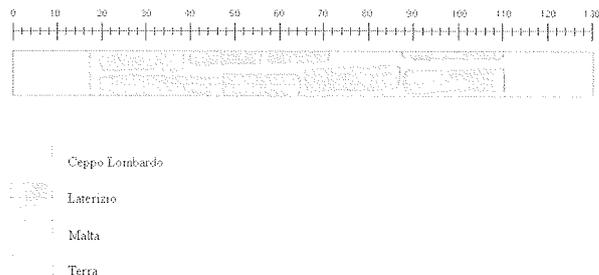


Figura 4.2 - Stratigrafia del foro C1

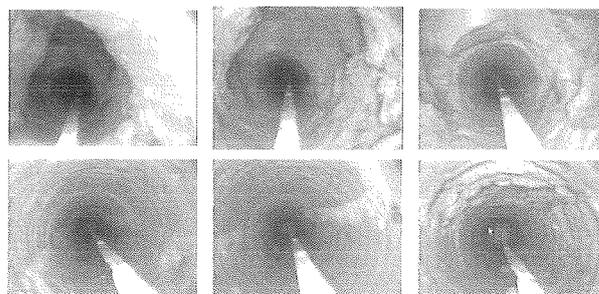


Figura 4.3 - Sequenza d'immagini a diverse profondità del foro C1

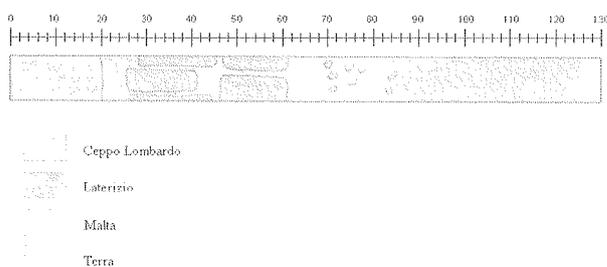


Figura 4.4 - Stratigrafia del foro C2

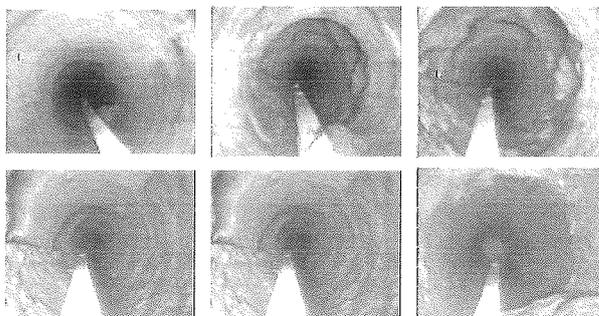


Figura 4.5 - Sequenza d'immagini a diverse profondità del foro C2

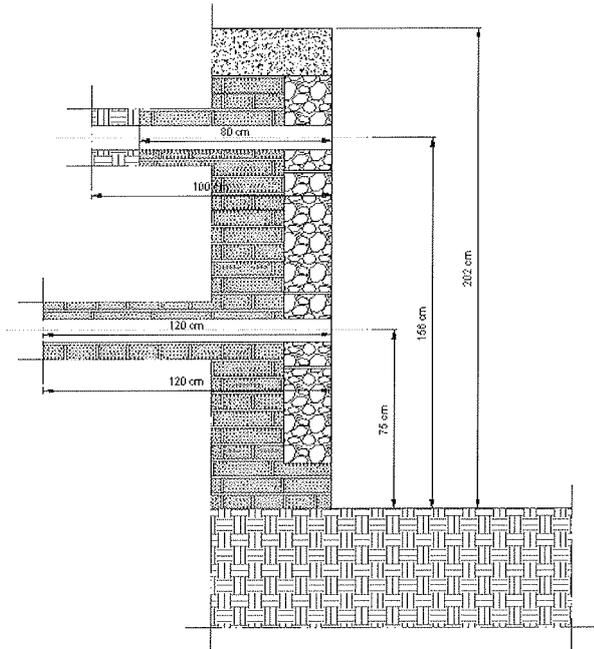


Figura 4.6 - Ricostruzione della sezione di muratura nella posizione 1

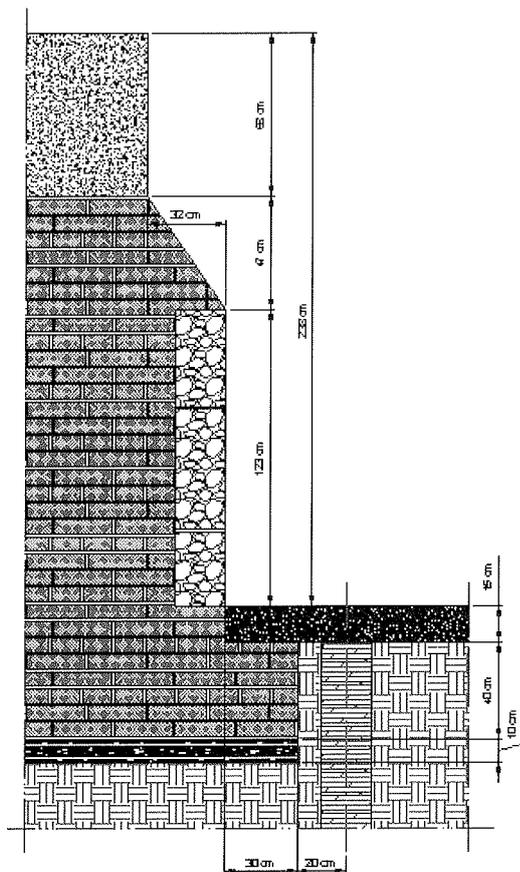


Figura 4.7 - Rilievo geometrico della trincea 3 inferiore

Per la caratterizzazione materica dei campioni di malta e di mattoni, si sono usate tecniche di laboratorio basate su dif-

frazione a raggi X (XRD), termogravimetria, calorimetria differenziale a scansione, misura di pH e conducibilità, nonché analisi chimiche tradizionali. La descrizione dei provini, delle prove e i risultati sono riportati in [4]. Qui di seguito si riportano tabelle, microscopie e grafici, ricavati dalle analisi di laboratorio, particolarmente significativi, poiché, anche se nello specifico riguardano singoli campioni, rappresentano, come detto nel report citato [4], caratteristiche fisiche e meccaniche risultate simili pressoché per tutti i campioni, sia di mattoni sia di malte.

Alcuni risultati accomunano i diversi provini:

- la malta risulta preparata con miscela di inerti fini (sabbia), prevalentemente silicatici (vedi grafico di Figura 4.8). Si può ipotizzare che la malta in generale presenti dissoluzione della frazione legante per circolazione dell'acqua e che l'originaria struttura della malta sia solo parzialmente preservata.
- elevata porosità sia della malta sia dei mattoni (vedi Fig. 4.9 e 4.10). La micrografia di Fig. 4.9 evidenzia diffuse microporosità che giustificano l'elevato assorbimento d'acqua da parte del mattone. La fotografia 4.10 mostra evidenti spazi intergranulari della malta, che testimoniano un dilavamento pressoché totale della frazione legante;
- ingente assorbimento d'acqua;
- trascurabile presenza di sali solubili e quindi forte processo di dilavamento (vedi Tabella 4.1);
- mattoni in buono stato di conservazione e con resistenze meccaniche medio alte (vedi Tabella 4.2).

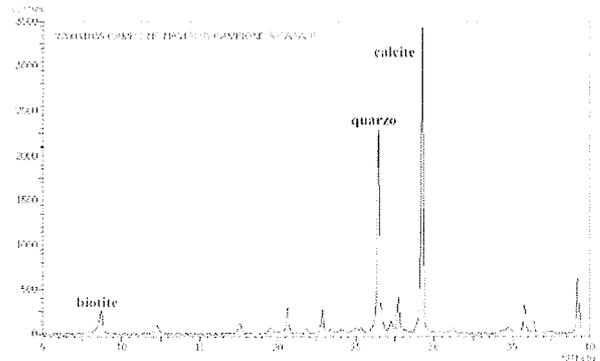


Figura 4.8 - Analisi XRD della malta

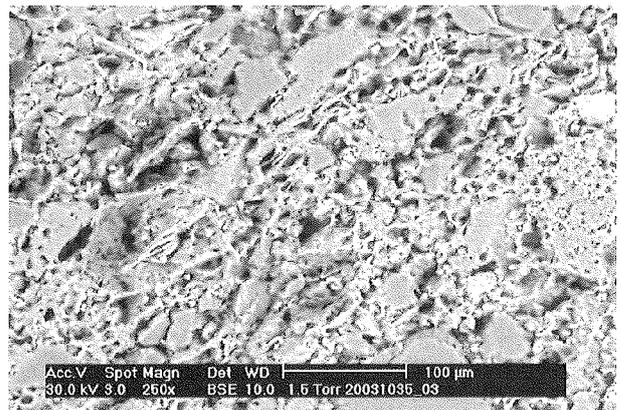


Figura 4.9 - Microscopia elettronica del mattone

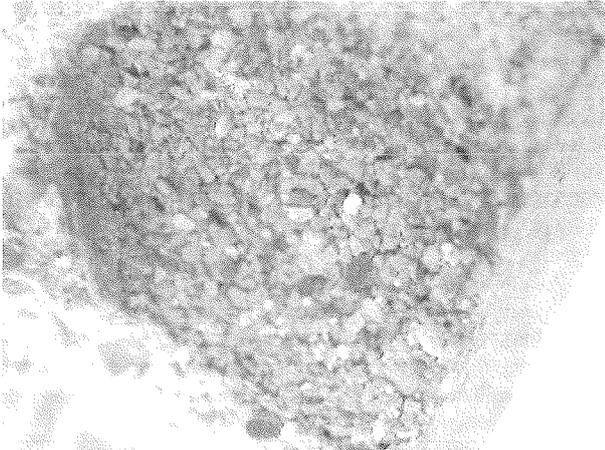


Figura 4.10 – Dilavamento della frazione legante

Tabella 4.1 - Determinazione presenza di sali solubili nel campione C7

pH	Conducibilità (mS)	Cloruri	Solfati	Nitrati
9.2	0.6	assenti	assenti	assenti

Tabella 4.2 – Caratteristiche fisico-meccaniche dei mattoni

Matt.	Dimensioni (mm)	Densità (g/cm ³)	Assorbimento d'acqua (% in peso)	Resistenza a compressione (MPa)
C2	220×110×60	2.5	12.8 (± 0.2)	9.8 (± 1.4)
C3	220×110×60	2.1	12.4 (± 0.1)	21.4 (± 1.9)
C4	220×110×60	2.2	9.8 (± 0.5)	19.5 (± 7.1)

Le considerazioni che si sono tratte da queste analisi hanno fondamentalmente posto dubbi sulla possibilità di uso esteso della tecnica di indagine con georadar, in quanto i materiali presentano una generale e diffusa saturazione.

L'attenzione si è spostata allora su una attenta calibrazione, implementazione e interpretazione della tecnica sonora MAWP (Multi-channel Analysis of Wave Propagation).

Le prove non distruttive in-situ attraverso l'invio di onde sonore, nate nel campo dei materiali a struttura cristallina omogenea, si sono sviluppate anche per i più diffusi materiali da costruzione, ed in particolare la muratura [7]. La capacità delle attuali strumentazioni (molteplicità di canali) e di recenti innovazioni nel software per le elaborazioni, consentono di minimizzare dubbi ed incertezze sull'uso delle prove sonore, legate alle caratteristiche peculiari, in termini di discontinuità, che i materiali tradizionali presentano.

La valutazione della propagazione dell'onda può essere fatta, seguendo nuove metodologie, non solo più nel dominio del tempo, ma con informazioni indipendenti lette nel dominio delle frequenze con analisi di Fourier [8]. Descrizioni dettagliate della strumentazione usata e della metodologia nelle delicate fasi di calibrazione ed elaborazione sono riportate in [5] e [9]. Qui si sottolinea che l'uso del sistema MAWP (schematicamente evidenziato in Figura 4.11), fra le diverse applicazioni delle tecniche sonore, è l'unico in grado di garantire un'applicazione estesa, in quanto riduce notevolmente i tempi di acquisizione dei segnali.

La prima applicazione fatta nel "Cantiere Pilota" ha sostanzialmente fornito incoraggianti indicazioni sull'affidabilità del metodo nel cogliere discontinuità e spessori nascosti, anche se con strumentazione semplificata con sole due sonde

riceventi. Attraverso le elaborazioni dei grafici di Figura 4.12 e 4.13 e la scelta della frequenza, derivante dai picchi degli spettri di Fourier, si era giunti alla stima dello spessore del muro:

$$t = \frac{V_p}{2 \cdot f} = \frac{1567}{2 \cdot 3353.6} = 0.234 \text{ m}$$

risultata poi molto vicina a quella reale di 25 cm nel punto esaminato.

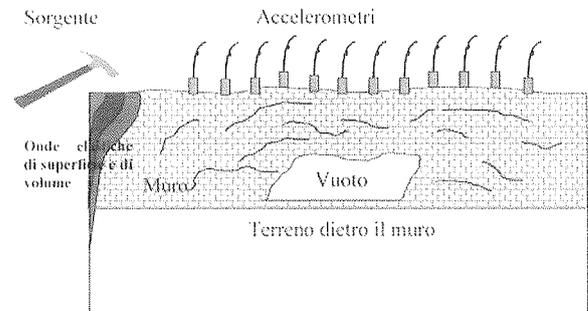


Figura 4.11 - Sistema MAWP

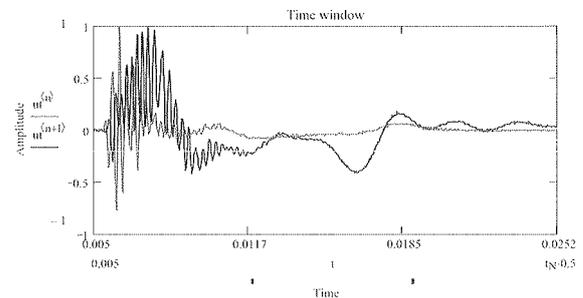


Figura 4.12 - Velocità delle onde di compressione

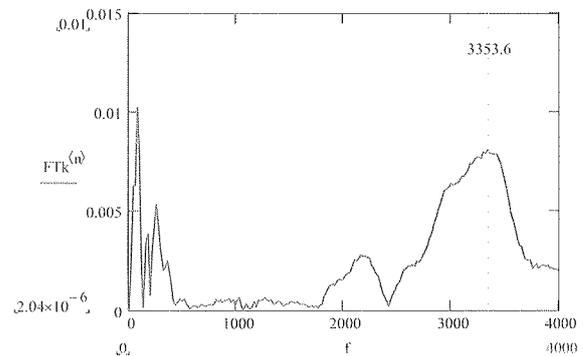


Figura 4.13 - Frequenza di risonanza = 3353.6 Hz

L'uso di 12 o più accelerometri ha consentito successivamente, indagini estese sui vari tratti in cui si sono aperti i cantieri di restauro e consolidamento dei muri spondali. Nelle fotografie in Figura 4.14 e 4.15 sono visibili gli accelerometri (n° 16) e l'apparecchiatura installati. Ogni fase di questa indagine estesa ha richiesto operazioni particolari di taratura, dalla scelta del posizionamento delle placchette metalliche, funzione essenzialmente della geometria e stato superficiale del muro, alle operazioni per il collocamento e l'incollaggio, fase delicata per la necessità di garantire perfetta aderenza fra le

placchette e il muro, al fine di trasmettere e ricevere meglio le onde elastiche, e il fissaggio degli accelerometri.

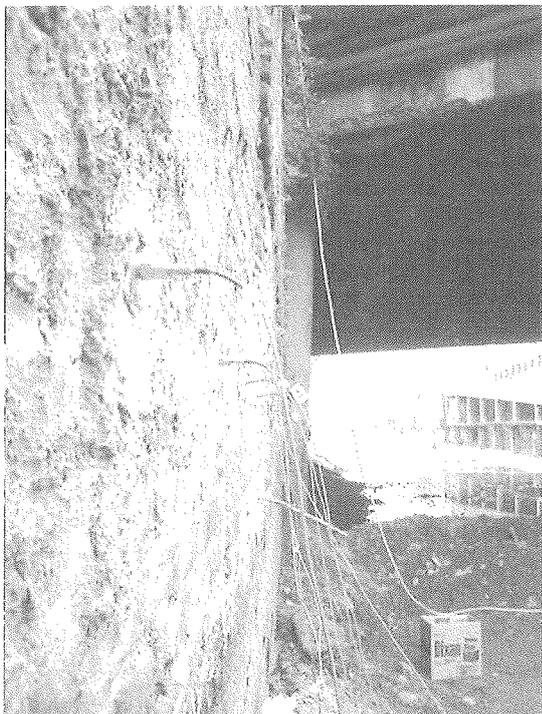


Figura 4.14 - Installazione degli accelerometri

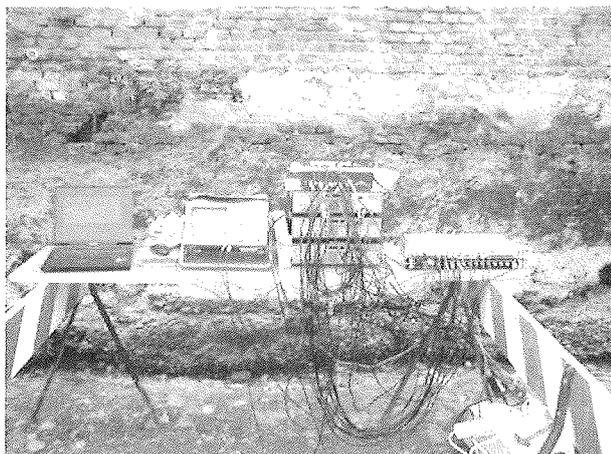


Figura 4.15 - Strumentazione montata e pronta all'uso

Il rilievo fotografico della disposizione delle placchette e un software di grafica e di raddrizzamento fotografico, ha permesso di risalire alla effettiva distanza delle placchette per ogni sezione, di cui una viene visualizzata come esempio (Figura 4.16).

Le operazioni di registrazione e analisi dei dati acquisiti, sia nelle fasi iniziali di verifica della correttezza della registrazione o di correzione dei valori dell'accelerazione in relazione all'amplificazione applicata, sia nella creazione vera e propria dei files contenenti i valori corretti dell'accelerazione, con i controlli su tutti i grafici relativi alle tracce acquisite (vedi esempio di Figura 4.17), comportano sensibilità e grande esperienza.

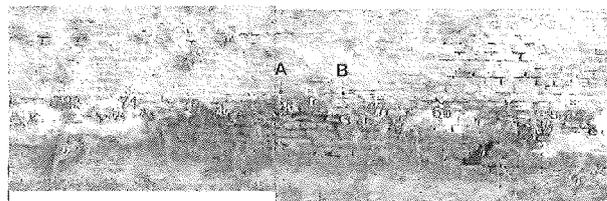


Figura 4.16 - Disposizione degli accelerometri lungo il muro

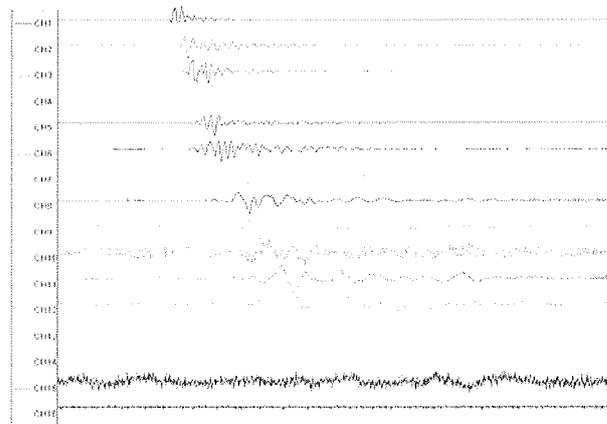


Figura 4.17 - Tracce acquisite

Le fasi successive di analisi dei dati sia nel dominio del tempo sia nel dominio della frequenza richiedono la scelta di funzioni particolari per eliminare gli effetti di leakage, per procedere a definire i valori massimi e minimi della frequenza f , del numero d'onda k , della lunghezza d'onda λ , e la scelta successiva di filtri opportuni per eliminare quelle frequenze che disturbano i segnali. La procedura sinteticamente descritta e le relative elaborazioni, in parte ancora in corso attraverso verifiche incrociate, hanno già prodotto per alcuni tratti dei muri, una mappa precisa di sezioni con scarsa compattezza materica interna allo spessore del muro, e quindi utili suggerimenti per gli interventi con iniezioni di malte.

5. DALLE ELABORAZIONI DELLE RISULTANZE SPERIMENTALI ALLE SCELTE PROGETTUALI

Come illustrato precedentemente, il coordinamento per la taratura e la finalizzazione delle diverse metodologie di prove ha consentito di arrivare ad un organico piano di intervento, composto di scelte e realizzazioni progettuali diverse, secondo le diverse indicazioni prodotte dal quadro comparativo dei risultati delle molteplici prove effettuate.

Occorre sottolineare come il lavoro di coordinamento, taratura, svolgimento ed interpretazione di prove con metodologie così diverse come quelle illustrate nell'articolo, è particolarmente delicato e sicuramente innovativo se concretamente finalizzato a scelte progettuali alternative. L'ottimizzazione delle soluzioni progettuali richiede non solo la competenza di operatori diversi, ma soprattutto chiara strategia nelle scelte delle varie fasi degli interventi del cosiddetto "progetto preliminare". Nel caso descritto nell'articolo i risultati della campagna di prove, unitamente ad alcuni requisiti preliminarmente richiesti dalla Soprintendenza, sono stati determinanti nel

progetto di consolidamento con soluzioni e particolari precipi per i diversi tratti.

Come già osservato, la Soprintendenza, pur nella consapevolezza che i muri spondali come oggi si presentano derivano da molteplici interventi succedutisi nella storia, ha richiesto, e tuttora richiede, opere di adeguamento statico che non alterino né l'attuale geometria, né la compatibilità dei materiali, né l'attuale "vetusto" aspetto esteriore. Le prove eseguite, chiarendo sia le effettive geometrie non visibili, sia le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali, sia, in tratti a particolare rischio, l'eventuale presenza di discontinuità per effetti di dilavamento e di fatica, e quindi scarsa compattezza del tessuto murario, hanno suggerito tecniche di intervento diverse nei vari cantieri che si sono aperti, in quei tratti evidenziati, durante le fasi delle prove in-situ, come a maggior rischio statico.

Qui di seguito si illustrano attraverso disegni di progetto e fotografie delle fasi di cantiere, due diverse realizzazioni delle

opere di consolidamento dei muri spondali. Altre proposte di intervento sono ancora in fase di studio.

La prima realizzazione riguarda un tratto del muro caratterizzato da notevole altezza (mediamente 6 metri), un visibile fuori piombo (circa 30 cm) e presenza diffusa di discontinuità interne, nonché traffico intenso e pesante (tram e bus) sulla alzaia. La filosofia progettuale è stata quella di rendere compatto il muro esistente con iniezioni di malte compatibili (Figura 5.2), ma di sgravarlo dalle spinte dovute a terreno e sovraccarichi, attraverso l'inserimento di micropali subito a monte del muro (Figure 5.1 e 5.3). Non si è proceduto al raddrizzamento del fuori piombo, in quanto troppo rischioso, dal punto di vista della conservazione materica. Si è però provveduto all'inserimento di tiranti in acciaio inossidabile nella parte superiore (Figure 5.4 e 5.5).

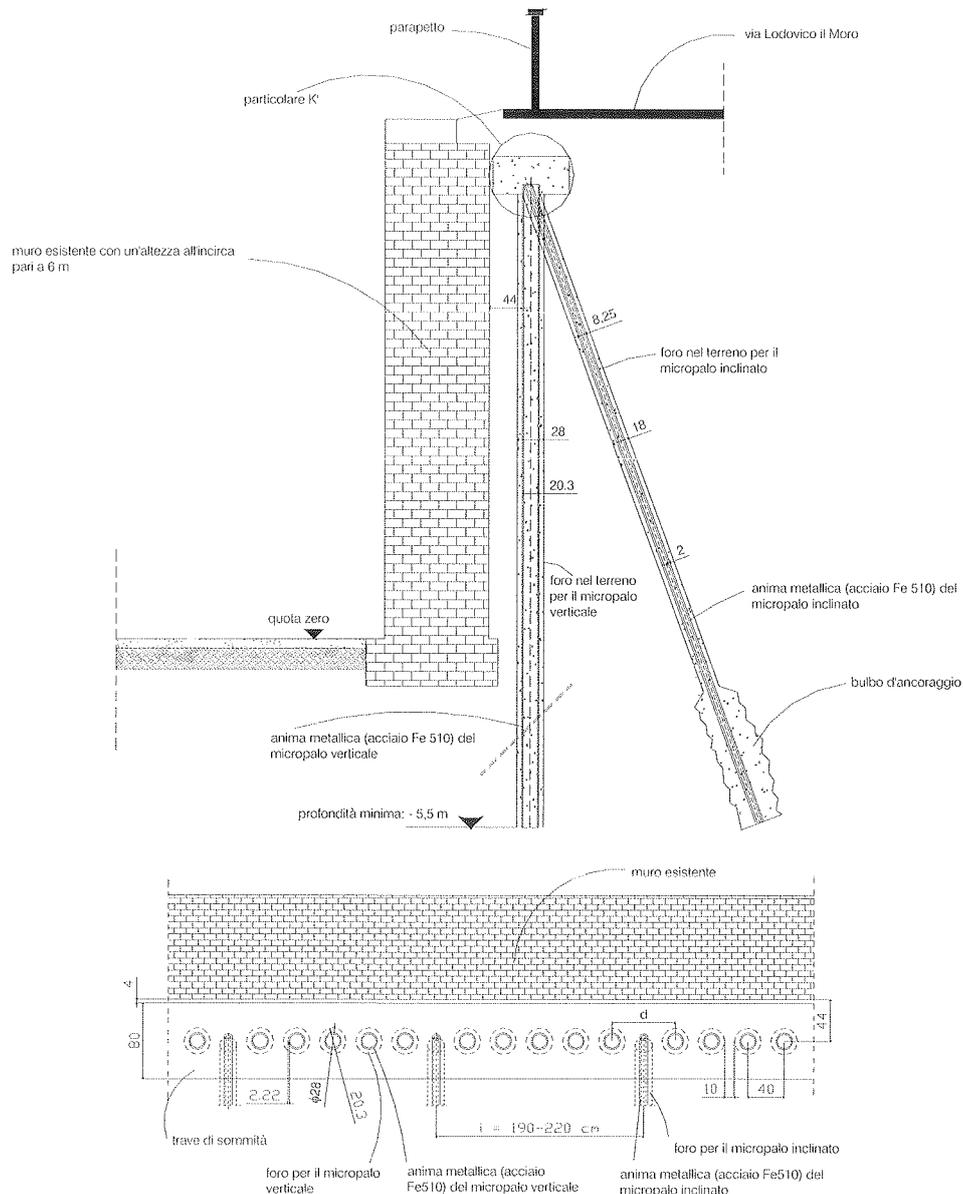


Figura 5.1 - Progetto della palificata a monte del muro



Figura 5.2 - Iniezione di malte nel muro

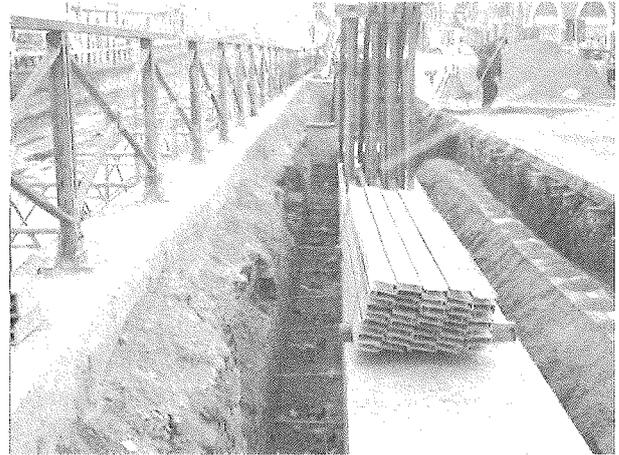


Figura 5.5 - Tiranti in acciaio inox nella parte alta del muro

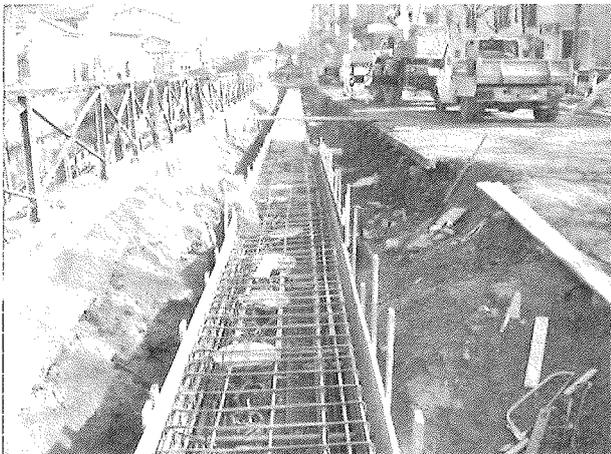


Figura 5.3 - Micropali a monte del muro



Figura 5.4 - Piastre di ancoraggio dei tiranti

La seconda soluzione, che vede l'intervento tuttora in corso, è stata suggerita, sempre nell'ambito del rispetto della conservazione, dai risultati delle analisi materiche e prevede l'inserimento e la post-tensione di barre in acciaio inossidabile che conferiscono, attraverso il carico di compressione sul muro, maggiore compattezza e quindi efficacia statica, anche a taglio, dell'attuale muro di mattoni (Figura 5.6).

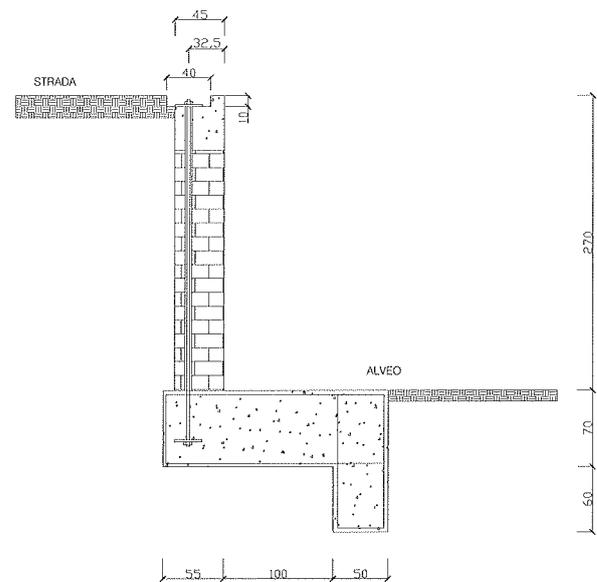


Figura 5.6 - Progetto di intervento mediante barre post-tese

6. CONCLUSIONI

Il lavoro, brevemente descritto nell'articolo, fa riferimento all'atavico problema di risanamento da degrado ambientale e strutturale delle aree urbane ed extra-urbane interessate dai Navigli lombardi, ed in particolare Milanese. La storia delle vicissitudini della rete dei Navigli con opere di presa e conche che risalgono a progetti leonardeschi è più che millenaria, e strettamente correlata allo sviluppo nei secoli del territorio e della città di Milano. Alcuni decenni di abbandono e incuria hanno tra l'altro enfatizzato i problemi della sicurezza statica delle strutture dei Navigli, al punto che la Regione Lombardia ha promosso un "Master Plan Navigli" per organizzare e attivare le operazioni di risanamento dell'attuale rete idrica ancora presente. In particolare per la messa in sicurezza statica dei muri spondali, che sempre più frequentemente danno segni di cedimento, si è proceduto con una campagna di prove in situ e in laboratorio.

Lo scopo di tale campagna, come esplicitato nell'articolo, è stato molteplice. Si è cercato di individuare, attraverso la calibrazione delle prove e i risultati di laboratorio, quali, fra le

non distruttive, fossero le più affidabili, in quelle precise condizioni ambientali, nel fornire i dati geometrici e di consistenza materica dei muri spondali, che, con la loro valenza storica, sono sotto la tutela della Soprintendenza per i Beni Architettonici. Inoltre la procedura seguita nel “Cantiere Pilota” e la scelta delle modalità applicative e interpretative delle prove, in particolare quelle soniche, ha permesso di iniziare la stesura di Linee Guida per definire le tecniche di intervento, quali micropalificazioni, iniezione di malte opportune, tirantature verticali e/o orizzontali, più appropriate nei vari tratti in cui si differenziano, per tipologia costruttiva e patologia, i muri spondali dei Navigli.

6. RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'Ing. John Cascante dell'Università di Waterloo (Canada) che, durante il periodo di Sabbatical speso al Politecnico di Milano e nell'alveo del Naviglio ha guidato con grande competenza l'espletamento delle prove soniche, l'Ing. Andrea Bonizzi, tesista al tempo delle prove, per aver direttamente aiutato in-situ fino a tarda sera, per la preziosa collaborazione nelle fasi interpretative delle prove. Si ringraziano inoltre i tecnici del Laboratorio Analisi di Mapei, il geologo Dott. Sergio Strobelt della Regione Lombardia per l'attento ed efficace coordinamento nelle varie fasi del “Cantiere Pilota” e l'Arch. Libero Corrieri della Soprintendenza per la positiva collaborazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] TOTI CELONA, GIANNI BELTRAME, 1982, “I Navigli milanesi, storia e prospettive”, Provincia di Milano.
- [2] LORENZO MAFFEI, 1984, “Navigli '80”, Gammalibri.
- [3] BRUSCHETTI GIUSEPPE, 1972, “Istoria dei progetti e delle opere per la navigazione interna del milanese”, Cisalpino Goliardica.
- [4] MAPEI, 2003, “Rapporto sull'analisi dei campioni di muratura dei muri spondali dei Navigli”.
- [5] ANDREA BONIZZI, 2004, “Indagini e taratura di prove non distruttive in sito per il consolidamento conservativo dei muri spondali dei Navigli: nuovi sviluppi delle prove soniche”, Tesi di Laurea in Ingegneria, Politecnico di Milano.
- [6] M. LIMOSANI, F. A. CRIPPA, 2003, “Rapporto indagini geognostiche. Relazione di stato finale”, Regione Lombardia.
- [7] PAOLA RONCA, 1995, “Critical review of two non-destructive tests for old buildings”, Fourth International Masonry Conference, London.
- [8] NENAD GUCUNSKI RUTGERS, 1997, “In Situ Nondestructive Evaluation of Civil Infrastructure Systems Using Seismic Techniques”, Int. Conf. MATEST'97, Rovinj (Croatia).
- [9] PAOLA RONCA et Al., 2004, “Leonardo da Vinci's Channel System of Milan: preliminary tests on the side walls for the restoration design project”, SAGEEP 2004, Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, Colorado Spring, Colorado, USA.

INFLUENZA DELLA MODELLAZIONE NELL'ANALISI STRUTTURALE DI UN CASSONE DA PONTE

Roccalberto Milone¹, Luca Sgambi²

¹ Ingegnere Civile, Libero professionista, Roma. ramilone@yahoo.it

² Diplomato alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano; Dottorando in Ingegneria Strutturale, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza". luca.sgambi@uniroma1.it

SOMMARIO

In questo lavoro è descritto come differenti modellazioni di una stessa struttura possono far corrispondere differenti risultati in termini sollecitazioni. L'utilizzo di ipotesi semplificative, tipiche di modelli semplificati e di corrente uso, possono portare, a volte, ad errori non trascurabili. La scelta del tipo di modellazione di una è un processo critico che deve tener conto sia delle caratteristiche geometriche che del tipo di carico, ma anche dei tempi macchina e della facilità di interpretazione dei risultati di output.

SUMMARY

In this article is described like different structural model of the same structure can produce different output tension. Models with unsophisticated assumption, for example the beam of Bernoulli-Navier, can lead to results with no tolerable error. The choice of the model is a process that depends not only on the shape and on the load applied on the structure but also on the calculation's time and fast interpretation of the model's output.

1. INTRODUZIONE

La morfologia delle travi dei ponti a cassone rende poco approssimati i risultati provenienti da modellazioni effettuate mediante la trave di Bernoulli-Navier. Le ipotesi alla base del modello, non sono sufficientemente soddisfatte, specialmente per quanto riguarda la rigidità della sezione trasversale, quando i carichi non presentano simmetrie rispetto all'asse longitudinale del cassone. In questo caso, la perdita di forma della sezione, non permette di valutare correttamente il moto deformativo della struttura. Il fenomeno della perdita di forma ha acquistato, per i ponti a cassone, sempre maggiore importanza a causa di differenti motivi: la disponibilità di materiali sempre più resistenti, il diffondersi della precompressione esterna, l'uso di tecniche costruttive per conci. L'utilizzo di materiali sempre più resistenti permette infatti di avere cassoni sempre più snelli e leggeri. A discapito dei carichi da traffico, la precompressione esterna permette anch'essa di ridurre lo spessore delle pareti verticali non dovendo queste contenere i cavi. Le tecniche costruttive per conci, infine, non permettono la realizzazione di setti irrigidenti intermedi, ma solo dei telai irrigidenti nelle sezioni terminali, provocando un incremento della deformabilità trasversale. La scarsa approssimazione del modello di trave di Bernoulli-Navier per carichi non simmetrici, verrà evidenziata

mediante comparazione con altri modelli aventi ipotesi meno restrittive.

2. DESCRIZIONE DEL COMPORTAMENTO SEZIONALE DI UNA TRAVE A CASSONE

Si consideri la sezione trasversale di un ponte a cassone unicellulare. Quando la trave è caricata in maniera non simmetrica rispetto al suo asse, la sezione subisce una distorsione, che non può essere messa in evidenza da un modello trave con sezione rigida. Nelle sezioni piene, in genere, questo fenomeno può essere trascurato, nelle sezioni cave, come in questo caso, le tensioni provocate da questa distorsione possono raggiungere valori non trascurabili.

Per l'illustrazione del problema si farà riferimento ad una condizione di carico come indicato in Figura 1 alla lettera A1. Questa condizione di carico può essere scomposta nelle condizioni B1 e B2. Se si ammette vera l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, la situazione A1, a meno della torsione, è simile alla situazione B2 mentre il caso B1 genera solo tensioni tangenziali e nessuna tensione aggiuntiva in direzione normale. La sezione subisce una rotazione rigida in verso antiorario nel caso B1 ed un abbassamento nel caso B2. In entrambi i casi, per le ipotesi introdotte, la sezione conserva la sua forma.

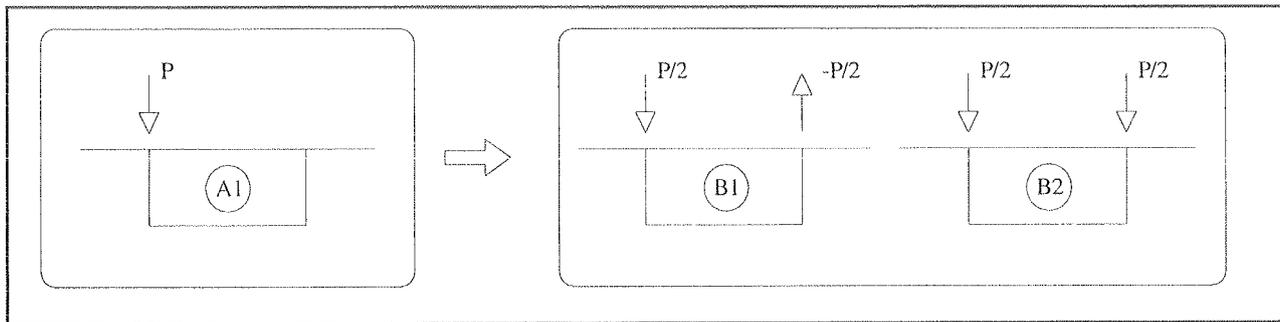


Figura 1 - Scomposizione di un carico non simmetrico

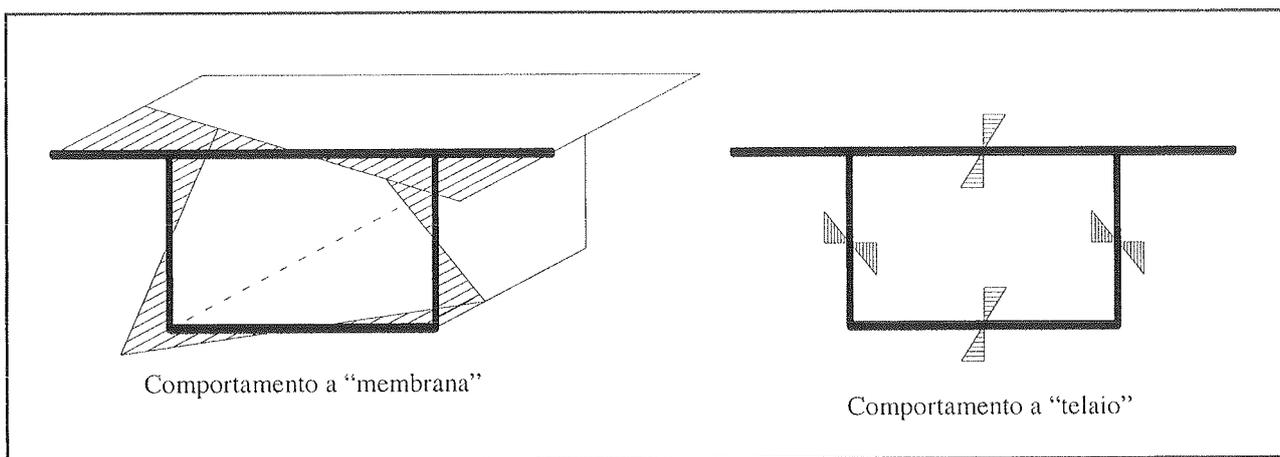


Figura 2 - Tensioni generate dai diversi comportamenti del cassone

Si può cercare di dare una descrizione dello stato tenso-deformativo della sezione più aderente al comportamento reale della struttura.

Nel caso B1 la sezione subisce una distorsione con una conseguente generazione di tensioni normali. In quest'analisi dello stato deformativo si prescinde da distorsioni generate localmente nelle zone di applicazione del carico o di vincolo. Si pone l'attenzione sul caso B1 di Figura 1. A questa distorsione la sezione reagisce mediante due comportamenti diversi: uno che possiamo definire a "membrana" caratterizzato da una distribuzione di tensioni normali contenuta nel piano delle lastre che compongono la trave e un altro a "telaio" grazie alla continuità agli spigoli delle lastre stesse. In quest'ultimo caso nascono tensioni normali nei piani ortogonali alla linea d'asse della trave. Nella Figura 2 è possibile vedere un andamento qualitativo di tali tensioni. Nel comportamento a "membrana" la distribuzione delle tensioni è emisimmetrica rispetto ai piani principali della sezione. Tali tensioni vanno sommate a quelle calcolate nel caso B2, non considerarle significa sottostimare il regime tensionale che la trave deve sopportare. Queste tensioni non possono essere rilevate da un modello di trave alla Bernoulli-Navier. Sarà presentato in questo lavoro un modello trave in grado di valutare queste tensioni grazie al "rilascio" dell'ipotesi di sezione piana. I risultati prodotti da tale modello verranno

confrontati quelli provenienti da modellazioni numeriche lastra-piastra e tridimensionali. Mentre il modello trave, che sarà chiamato "trave con perdita di forma" fornisce una soluzione in forma chiusa gli altri modelli richiedono soluzioni numeriche mediante analisi agli elementi finiti.

3. IL MODELLO "TRAVE CON PERDITA DI FORMA" (T-FD)

Il modello "trave con perdita di forma" permette di analizzare le tensioni normali che nascono in una trave, qualora questa sia soggetta a carichi che tendono a distorcere la forma della sua sezione.

La formulazione riportata in questo lavoro, può però essere applicata solo a travi appoggiate agli estremi con una generica distribuzione del carico (avvalendosi dell'uso dell'analisi armonica). Con questo modello è possibile considerare agli estremi della trave dei diaframmi aventi rigidità qualunque. Il modello permette di valutare l'influenza della presenza di tale irrigidimento e quantificarne la conseguente variazione di stato tensionale. È esclusa la presenza d'irrigidimenti intermedi, come anche l'analisi di travate continue (ipotesi quest'ultima rimovibile in alcuni casi particolari). Le membrature che compongono la trave si considerano a spessore costante.

La formulazione del modello passa attraverso l'esplicitazione delle due diverse rigidità che la trave oppone all'azione esterna (Figura 2). Questi due comportamenti coesistono sempre agendo in "parallelo" e a seconda delle caratteristiche della trave può predominare il primo o il secondo.

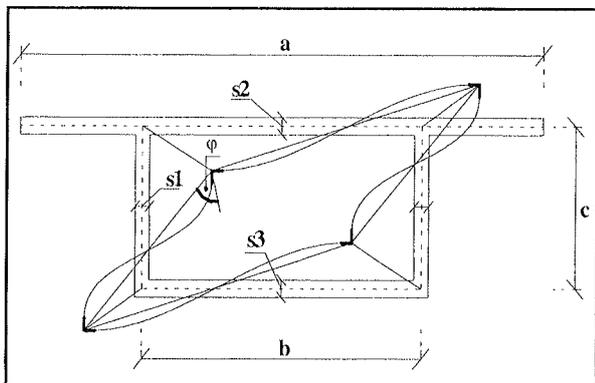


Figura 3 - Trave con perdita di forma, contributo membranale e contributo a telaio

In Figura 3 è mostrata la deformata sezionale della trave con perdita forma. Nella configurazione deformata è indicato sia il contributo membranale che quello a telaio. Le linee rette che uniscono i vertici della sezione, rappresentano la deformata membranale mentre le linee curve, la deformazione a telaio.

Dall'analisi delle singole deformate si può comprendere meglio lo stato tensionale da cui si genera la distorsione. La deformata membranale, generata da uno stato di tensioni normali contenuto nel piano delle membrature genera uno stato di deformazione a sua volta anch'esso piano, in particolare nello stesso piano della tensione. In questa modellazione le lastre si considerano vincolate mutuamente mediante una cerniera cilindrica che permette la libera rotazione agli spigoli. In questa deformata ciò che varia è solo la distanza relativa tra gli spigoli.

Da notare che nella deformata a telaio le lastre non conservano più la forma piana. Il vincolo interno tra le membrature della trave non è più di cerniera cilindrica ma di continuità. Mentre prima i vertici della sezione subivano degli spostamenti relativi ora i vertici subiscono una rotazione. La rigidità della trave rispetto a questa distorsione viene valutata provocando una distorsione φ unitaria ad un cono di trave di lunghezza unitaria modellato a telaio.

E' immediato notare come le sollecitazioni sopportate dalla trave nel modello telaio dipendano, attraverso la propria rigidità dalla rotazione φ , meno immediato è notare che anche il modello a membrana assume lo stesso comportamento. La rotazione relativa delle lastre, pari a φ , può essere espressa in funzione degli spostamenti dei nodi, a cui le sollecitazioni "a membrana" sono proporzionali. Note le rigidità dei due modelli è possibile calcolare l'angolo φ . (La presente trattazione esula da sviluppi analitici, che si possono comunque reperire in letteratura [17], [18]).

La soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di un'equazione differenziale del quarto ordine a coefficienti costanti. La peculiarità di questa equazione è quella di essere formalmente simile a quella di una trave su suolo elastico alla Winkler. Questa analogia permette di utilizzare le numerose

soluzioni presenti in letteratura per il problema di interazione terreno-struttura [15], [17], [18].

4. I MODELLI AD ELEMENTI FINITI LASTRA-PIASTRA (L-P) ED ELEMENTI SOLIDI (S)

Le modellazioni ad elementi finiti, con ipotesi meno restrittive sul comportamento sezionale, ci consentono di valutare l'approssimazione dei modelli trave, prima descritti, in diverse condizioni di carico. Questi modelli ci mostreranno come la scelta della modellazione utilizzata può influenzare i risultati delle analisi.

I modelli ad elementi finiti presentati permettono di dare una descrizione globale del comportamento strutturale della trave anche nel caso, peraltro frequente, di carichi applicati al di fuori delle linee nodali. Nel modello trave per valutare, ad esempio, la flessione trasversale della soletta superiore, bisogna fare un successivo modello per la sola soletta in quanto questo comportamento non contemplato nelle ipotesi iniziali delle teorie analitiche applicate. I modelli numerici invece, se opportunamente costruiti, sono in grado di descrivere qualsiasi comportamento globale e locale della struttura.

Il modello L-P scelto utilizza elementi finiti shell che possiedono sia rigidità ad azioni contenute nel proprio piano (comportamento a membrana o lastra) sia fuori dal piano (comportamento a piastra). Le uniche restrizioni che il modello pone sono sull'andamento lineare delle tensioni normali lungo lo spessore degli elementi e di nullità della tensione normale perpendicolare al piano delle lastre stesse.

Il modello S utilizza elementi finiti tridimensionali. In questo tipo di modello, a priori nessuna tensione è nulla ed il loro andamento lungo la sezione dipende unicamente dalla discretizzazione assunta.

E' necessario sottolineare che i modelli in forma numerica forniscono dei risultati puntuali che necessitano di una interpolazione per essere estesi a tutto il continuo che rappresenta la trave. La scelta del tipo d'interpolazione influenza l'andamento delle tensioni risultanti. In questo caso si è scelto semplicemente di eseguire un'interpolazione lineare tra i valori delle sollecitazioni calcolati nei nodi.

5. DESCRIZIONE DELLE ANALISI EFFETTUATE

Le analisi che saranno descritte in seguito hanno lo scopo di dimostrare come la scelta della modellazione di una trave da ponte sia un procedimento critico che deve tenere conto di numerosi aspetti: la geometria della struttura, il materiale con cui è realizzata, il tipo di carico applicato, il tipo di output del modello, il tempo macchina necessario ad effettuare le analisi. Questi sono solo alcuni degli aspetti di cui bisogna tener conto.

Si pensi che i ponti in acciaio, molto più deformabili di quelli in calcestruzzo non presentano in genere problemi di perdita di forma in quanto le tecniche costruttive adottate, per i ponti in acciaio, consentono di inserire molti irrigidimenti intermedi, cosa non consentita dalle tecniche costruttive a conci adottate per i ponti in calcestruzzo.

I risultati prodotti metteranno in luce come il modello trave possa essere del tutto adeguato in casi di applicazione di carichi simmetrici rispetto all'asse della trave (vedi Figura 2 B2), mentre negli altri casi (ad esempio Figura 1 B1), tale modello risulta inadeguato.

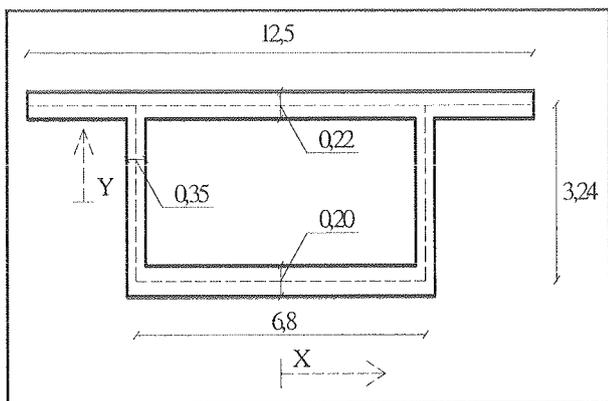


Figura 4 - Geometria della sezione trattata

Nelle analisi presentate, come si è introdotto nella prima parte di questo lavoro, si considererà solo la possibilità di irrigidimenti terminali.

Il caso trattato in questo lavoro riguarda una trave da ponte di 56 metri di luce, alta 3.6 metri, con soletta superiore larga 12.5 metri e soletta inferiore larga 7.15 metri. Per gli irrigidimenti terminali si confronteranno tre diversi casi: diaframma infinitamente rigido, con rigidezza finita, con rigidezza nulla. Nelle Figure 4, 5, 6 e 7 sono mostrate in dettaglio le caratteristiche dei singoli casi analizzati.

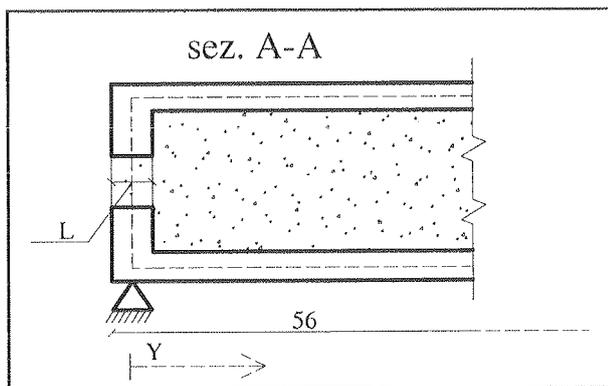


Figura 5 - Particolare dell'appoggio

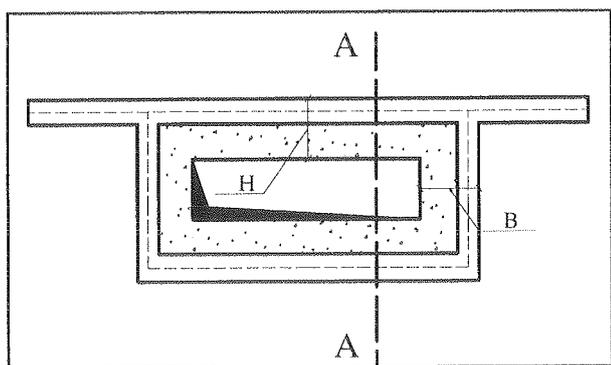


Figura 6 - Geometria dell'irrigidimento terminale

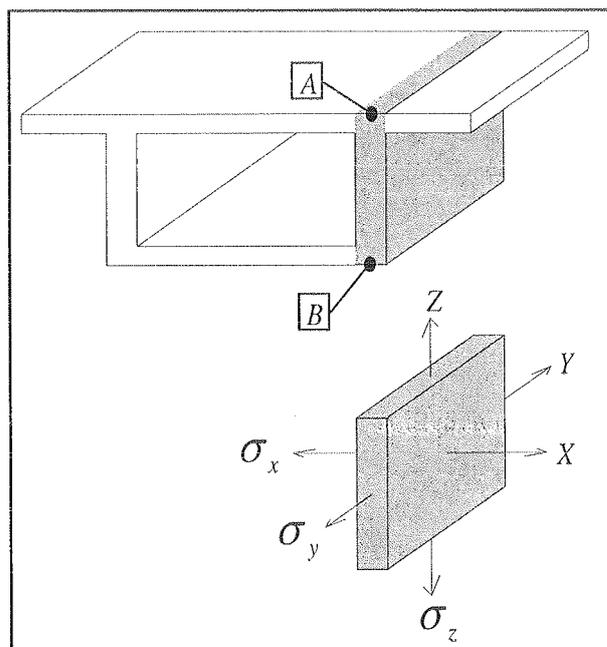


Figura 7 - Sistema di riferimento delle tensioni

I carichi applicati alla trave sono quelli descritti nella Figura 1. L'entità di essi non è rilevante perché si farà riferimento sempre a grandezze tensionali percentuali e perché si è assunto un legame lineare tra la tensione, la deformazione e l'intensità del carico applicato. I risultati prodotti si riferiscono comunque ad un carico distribuito, come in Figura 1 caso A, di 1000 daN/m.

Le tensioni investigate, con riferimento alla Figura 7, sono la tensione σ_y nei punti A e B per quanto riguarda il comportamento "a membrana", e la tensione σ_z lungo i bordi della lastra verticale, evidenziata in Figura 7, per quanto riguarda il comportamento "a telaio".

	B	H	L
DIAFRAMMA RIGIDEZZA <u>NULLA</u>	0,22	0,20	0
DIAFRAMMA RIGIDEZZA <u>FINITA</u>	1,2	1,00	50
DIAFRAMMA RIGIDEZZA <u>"INFINITA"</u>	3,24	6,80	50

Figura 8 - Caratteristiche geometriche dei diaframmi considerati

6. RISULTATI DELLE ANALISI EFFETTUATE

Vengono ora esposti i risultati grafici delle analisi effettuate. Nelle Figure 9, 10 e 11 viene descritto l'andamento delle tensioni normali lungo Z mostrando l'influenza del vincolo interno di sezione rigida. Le tensioni normali sono state calcolate nei punti A e B, come indicato in Figura 8, per tutta la lunghezza della trave.

Si noti l'incremento di tensioni normali nel caso in cui si rimuove l'ipotesi di sezione rigida. Questo incremento si riduce proporzionalmente all'aumentare della rigidezza delle sezioni terminali.

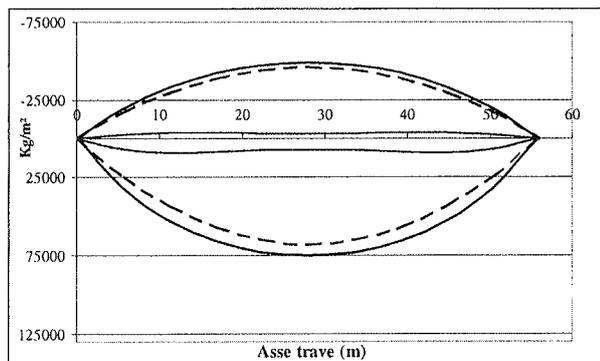


Figura 9 - Andamento delle tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$, diaframma terminale infinitamente rigido

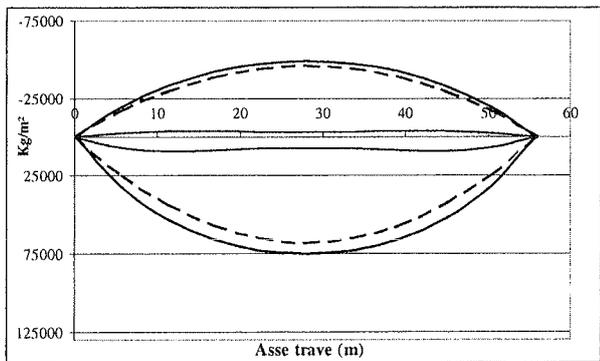


Figura 10 - Andamento delle tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$, telaio terminale di irrigidimento

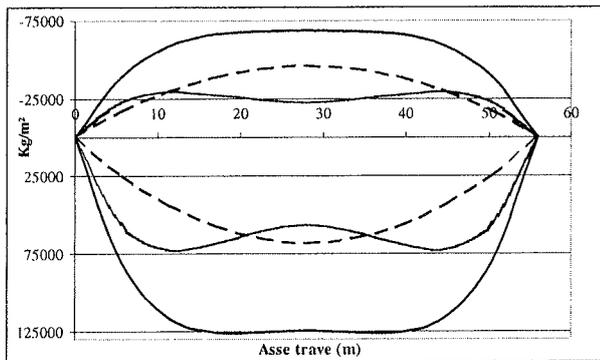


Figura 11 - Andamento delle tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$, diaframma terminale privo di rigidezza

Il valore della rigidezza del trasverso terminale è quindi determinante nella scelta della modellazione più adeguata. Nel caso di sezione terminale con rigidezza nulla o trascurabile il modello *T-BN* risulta poco approssimato.

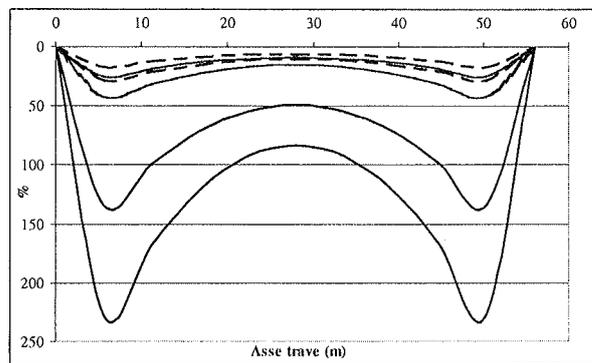
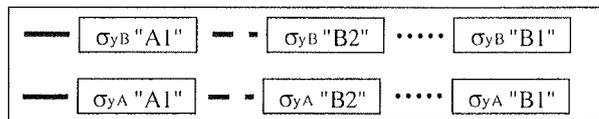


Figura 12 - Incremento percentuale delle tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ rimuovendo il vincolo di sezione rigida con sezione terminale di diversa rigidezza



Legenda delle Figure 9, 10, 11 e 12

Nella Figura 12 viene descritto l'incremento tensionale che la trave subisce a parità di rigidezza della sezione terminale rimuovendo il vincolo di sezione rigida. Tale grafico rappresenta "l'errore" che si commette trascurando la deformabilità della sezione trasversale.

Nelle Figure 13, 14 e 15 si evidenzia come nel caso di sollecitazione simmetrica, caso A1, i tre modelli forniscano risultati analoghi e tali da sconsigliare l'utilizzo di modelli numerici raffinati che richiedono un elevato tempo di elaborazione. Il modello *T-BN* fornisce risultati identici al modello *T-FD*. Il fenomeno della distorsione della sezione non si innesca. Nel caso B1 i modelli numerici forniscono risultati analoghi a quelli del modello *T-FD*.

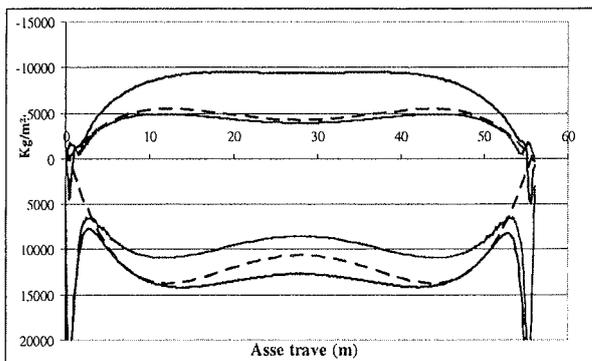


Figura 13 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S telaio di irrigidimento finale, caso B1

Tali modelli confermano la non trascurabilità del fenomeno di perdita di forma e la validità del modello con soluzione in forma chiusa. Nelle Figure 13, 14 e 15 si considera il caso, assai frequente, di telaio terminale di irrigidimento. Nonostante il fenomeno si atteni aumentando la rigidità della sezione terminale, costruttivamente è molto difficile realizzare un setto terminale chiuso.

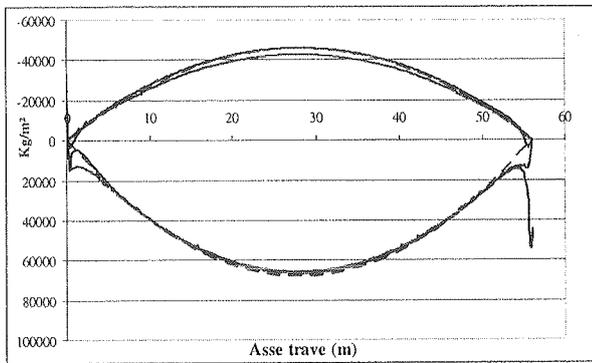


Figura 14 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S, telaio di irrigidimento finale, caso B2

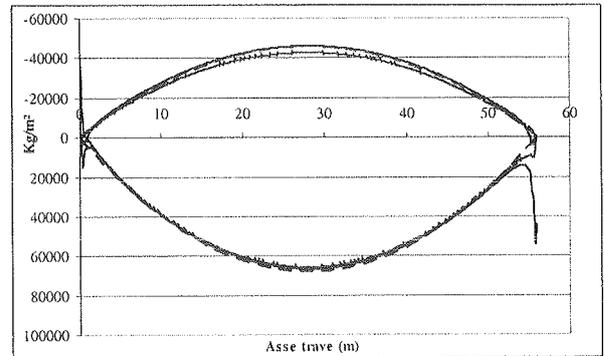


Figura 17 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S; diaframma rigido terminale, caso B2

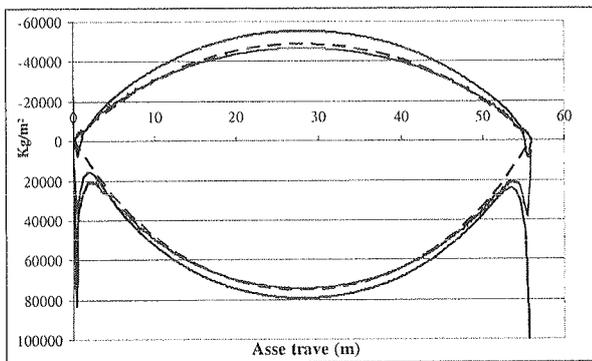


Figura 15 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S, telaio di irrigidimento finale, caso A1

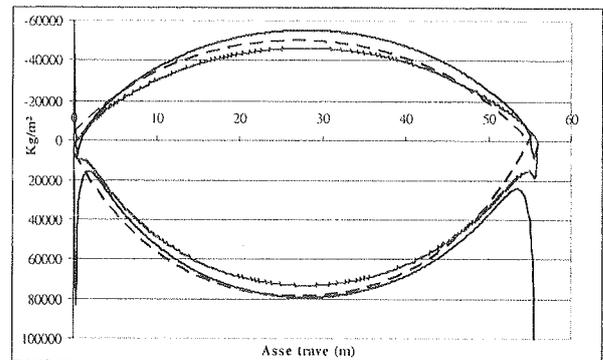


Figura 18 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S; diaframma rigido terminale, caso A1

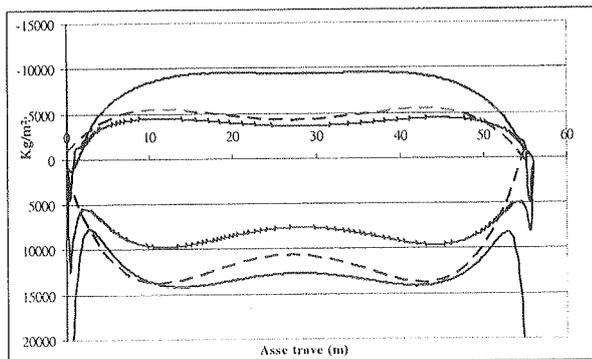
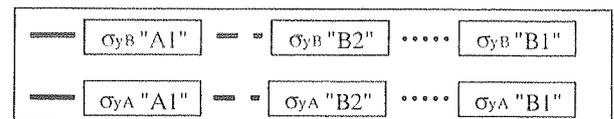


Figura 16 - Confronto tra le tensioni $\sigma_y(A)$ e $\sigma_y(B)$ modello T-FD, L-P, S; diaframma rigido terminale, caso B1



Legenda delle figure 16, 17 e 18

S'illustra ora l'andamento delle tensioni σ_z nella sezione di mezzeria lungo l'anima verticale evidenziata in Figura 8. Si produce anche il rapporto tra tali tensioni e le corrispondenti al variare della sola y .

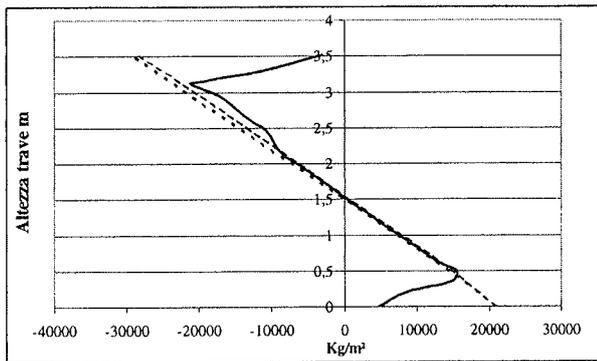


Figura 19 - Confronto tra le tensioni σ_x modello T-FD, L-P, S, diaframma terminale, caso B1

In questo modo è possibile conoscere l'andamento di tali tensioni lungo l'anima per tutta la lunghezza della trave. Il valore delle tensioni può essere agevolmente calcolato per tutta la trave imponendo le condizioni di equilibrio al bordo tra le lastre.

Si notano nelle Figure 19 e 20 gli andamenti molto simili delle tensioni in esame nei tre modelli analizzati. La variazione di tensione lungo l'altezza della trave, risulta pressoché lineare, mentre nel modello con elementi finiti solidi si nota un brusco annullamento delle tensioni nell'avvicinarsi ai lembi della sezione.

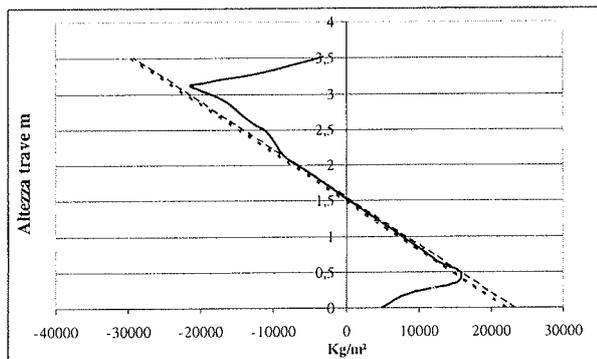
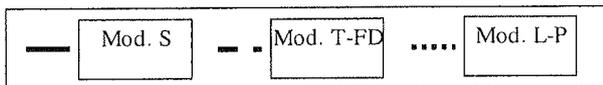


Figura 20 - Confronto tra le tensioni σ_x modello T-FD, L-P, S, telaio di irrigidimento terminale, caso B1



Legenda delle Figure 19 e 20

Chiaramente, un andamento simile delle tensioni è difficile da riprodurre da teorie analitiche ed è influenzato dal tipo di modellazione numerica adottato. Per le analisi ad elementi finiti solidi, la Figura 22 mostra in modo schematico la discretizzazione di elementi adottata ed il carico assunto.

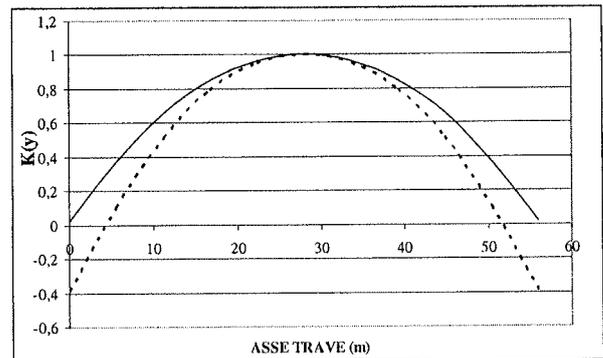


Figura 21 - Modello T-FD:
 $\sigma_z(b/2; y; z) = K(y) \sigma_z(b/2; L/2; z)$

E' interessante analizzare l'andamento delle tensioni σ_x e σ_y lungo l'asse della trave. Mentre le tensioni "a telaio" σ_x tendono a prevalere verso la mezzeria della trave quelle "a membrana" tendono a prevalere verso l'estremità della trave.

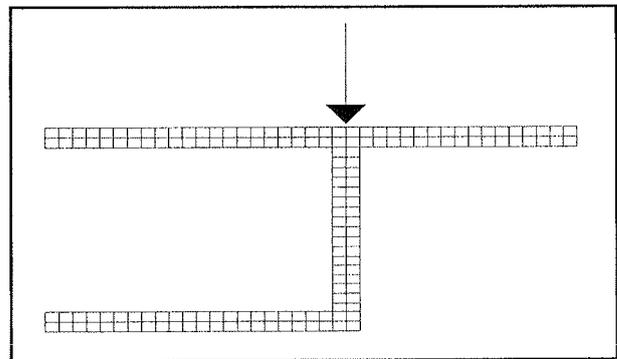


Figura 22 - Esempio di discretizzazione modello con elementi finiti solidi

7. CONCLUSIONI

Da queste analisi si evidenzia come la scelta della modellazione di una struttura sia un procedimento di importanza fondamentale. Con gli attuali mezzi di calcolo oggi a disposizione è possibile implementare modelli sempre più complessi che consentono di dare una rappresentazione molto fedele della struttura. L'utilizzo di questi modelli molto sofisticati, come si evince dalle analisi presentate, non è però sempre giustificato e necessario. I tempi di calcolo dei modelli con elementi finiti molto raffinati, sono infatti ancora elevati. Le analisi effettuate su modelli ad elementi finiti solidi hanno richiesto fino ad otto ore di elaborazione (processore AMD® 1800 MHz). Il modello con elementi finiti lastra-piastra ha necessitato invece di tempi di calcolo inferiori: da 0.5 a 2 ore a seconda dell'infittimento della mesh. La scelta della modellazione numerica da compiere deve essere perciò ponderata al tipo di analisi che si sta svolgendo

ed alle quantità statiche e cinematiche che si vogliono indagare. Tuttavia risulta chiaro che le modellazioni numeriche riescono a cogliere anche comportamenti non facilmente indagabili dalle teorie analitiche tradizionali. Per una maggiore affidabilità dei risultati è poi auspicabile lo studio su più modelli di calcolo con analisi di convergenza dei risultati nonché il confronto degli stessi con teorie analitiche di accertata validità [6].

8. RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro e' stato reso possibile grazie ai fondi di ricerca del COFIN2002, di cui e' responsabile scientifico Franco Bontempi, professore straordinario dell'Universita' degli Studi di Roma "La Sapienza".

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] E. ABSI – 1972, La Théorie des Equivalences et son application a l'etude des ouvrages d'art, *Annales de l'Istitut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, Supplements au No.298.
- [2] G. BATTAGLIA, L. SGAMBI, P.G. MALERBA – 2003, Bridge deck analysis through the use of grillage models, *Atti del convegno ISEC02*, Università di Roma "La Sapienza".
- [3] O. BELLUZZI, *Scienza delle costruzioni, Volume III*.
- [4] F. BONTEMPI, L. SGAMBI - 2002, Analisi tridimensionale di pile da ponte a doppia lama, *Giornate AICAP 2002*, Bologna.
- [5] L. CATALLO - 2003, Reliability structural assessment of concrete structures using genetic algorithms and nonlinear analysis, *Proceedings of Second MIT Conference*, Boston.
- [6] CNR 10024/86, *Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*.
- [7] H. CURTIS – 1997, *Foundamentals of aircraft structural analysis*, WCB, McGraw-Hill.
- [8] C. GAVARINI – 1996, *Lezioni di scienza delle costruzioni*, Masson editore.
- [9] C. GOMEZ - 2001, *Sulle differenze di capacità portante deducibili dalle teorie a fessurazione diffusa*, Tesi di specializzazione scuola F.Ili Pesenti Politecnico di Milano.
- [10] E. C. HAMBLY, 1991, *Bridge Deck Behaviour*, Chapman and Hall, London.
- [11] C. HEINS, R. LAWRIE, *Design of modern concrete highway bridges*.
- [12] W. KANOK-NUKULCHAI – 1992, Mathematical Modelling of Cable-Stayed Bridges, *Structural Engineering International*.
- [13] G. LUCKO, *Means and methods analysis of a cast in place balanced cantilever box girder bridge*.
- [14] P.G. MALERBA, - 1998, *Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato*, CISM Udine.
- [15] F. MARTINEZ Y CABRERA, C. GENTILE, P.G. MALERBA – 1999, *Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi, gestione*, Atti del corso di aggiornamento, Politecnico di Milano.
- [16] R. MILONE – 2003, *Ponti a cassone: perdita di forma e torsione non uniforme*, Tesi di laurea ingegneria civile, Università di Roma "La Sapienza".
- [17] M.P. PETRANGELI - 1996, *Progettazione e costruzione di ponti*, Masson editore.
- [18] M.P. PETRANGELI, A. ZECHINI – 1976, *Sul calcolo dei ponti a cassone unicellulare a parete sottile*, Estratto del Giornale del Genio Civile, fascicoli 4°, 5°, 6°.
- [19] RAMIREZ, - 1998, Structural Forum, *Journal of Structural Engineering*.
- [20] J. SCHLAICH, H. SCHEEF, *Concrete box girder*.
- [21] L. SGAMBI, - 2000, *Modellazione tridimensionale di strutture in C.A. e C.A.P in campo non lineare*, Tesi di specializzazione scuola F.Ili Pesenti Politecnico di Milano.
- [22] L. SGAMBI, - 2002, Analisi tridimensionale delle tensioni generate dalla precompressione nei pannelli alveolari, *Congresso CTE*.
- [23] L. SGAMBI - 2003, Fuzzy based approach for the reliability assessment of reinforced concrete two-blade slender bridge piers using three-dimensional nonlinear analysis, *Proceedings of Second MIT Conference*, Boston.
- [24] F.J. VECCHIO, - 1989, Non linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes, *ACI Structural Journal*.
- [25] UNI ENV 1991-3, *Carichi da traffico sui ponti*.

IL RINFORZO A TAGLIO DI TRAVI IN C.A. MEDIANTE MATERIALI COMPOSITI

Giorgio Monti¹, Federico Santinelli¹, Marc'Antonio Liotta¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma La Sapienza.

SOMMARIO

Vengono presentate delle relazioni analitiche per progettare il rinforzo a taglio di travi in cemento armato mediante materiali compositi fibrorinforzati (FRP). Le equazioni elaborate consentono di prevedere il contributo del rinforzo in FRP allo stato limite ultimo, da sommarsi a quelli del calcestruzzo e dell'acciaio, in relazione alla configurazione prescelta per il rinforzo. Queste equazioni consentono di esprimere in termini analitici la resistenza efficace dei fogli/strisce di FRP in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del rinforzo e dalla geometria del problema. L'accuratezza delle equazioni è stata verificata attraverso studi di correlazione con risultati sperimentali raccolti da numerose prove esistenti in letteratura e da prove eseguite su 13 travi opportunamente progettate e sperimentate in laboratorio con diverse configurazioni del rinforzo in FRP.

SUMMARY

Analytic relationships to design shear strengthening with fibre reinforced polymers (FRP) of reinforced concrete beams are presented. The proposed equations allow to compute the FRP reinforcement contribution at the ultimate limit state, to be added to the contributions of concrete and steel in relationship to the chosen reinforcement configuration. These equations express in analytical terms the effective strength of FRP sheet/strips depending on both the reinforcement and the geometric and mechanical parameters. The equations' accuracy has been verified through correlation studies with experimental results obtained from the literature and from laboratory tests on 13 purposely designed specimen beams, strengthened with different FRP reinforcement configurations.

1 INTRODUZIONE

La progettazione del rinforzo a taglio di travi in c.a. mediante materiali compositi in FRP presenta ancora delle incertezze, legate a tre aspetti ancora non perfettamente compresi. Il primo riguarda il contributo alla resistenza a taglio dei fogli; quando questi sono infatti applicati solamente sulle facce laterali della trave non è assicurata l'attivazione traliccio di Moersch, per cui si attiva un diverso meccanismo resistente, affine a quelli dell'ingranamento degli inerti, dell'effetto spinotto e dell'incastro delle bielle di calcestruzzo. Il secondo aspetto riguarda la valutazione dell'effettivo contributo del foglio o delle strisce di FRP che attraversano la fessura di taglio; a differenza del caso delle staffe in acciaio, che si considerano sempre snervate, l'FRP è infatti teso in maniera variabile lungo la fessura ed in alcune zone tale tensione può attivare localmente la delaminazione del tessuto dal calcestruzzo. Il terzo infine riguarda la valutazione dei contributi di acciaio e calcestruzzo alla resistenza a taglio, quando il tessuto esplica la massima resistenza; non è infatti assicurato che staffe e calcestruzzo offrano la stessa resistenza che in assenza di rinforzo.

Questi aspetti sono oggetto del presente lavoro, dove vengono affrontati sia dal punto di vista teorico sia mediante una sperimentazione mirata.

2 PROVE SPERIMENTALI

Le prove sperimentali sono state svolte nel laboratorio di strutture del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza", sede di Architettura Valle Giulia, tra Ottobre e Dicembre 2003, e

sono state condotte su 13 campioni di travi in c.a. volutamente sottodimensionate nell'armatura a taglio.

2.1 Geometria e materiali

Le travi oggetto delle prove sono state realizzate con calcestruzzo di resistenza a compressione media cubica $R_{cm} = 13.3$ MPa e barre in acciaio FeB44k con resistenza a snervamento media $f_{ym} = 500$ MPa. Le dimensioni geometriche delle travi sono (Figura 1): lunghezza 3.0 m, larghezza della sezione 25 cm e altezza 45 cm. L'armatura longitudinale è costituita da 4 $\phi 20$ inferiori e da 2 $\phi 20$ superiori, mentre per il taglio sono state disposte staffe $\phi 8/40$ cm, con chiusure a 135° all'altezza dei longitudinali superiori. In previsione dell'applicazione dei rinforzi, gli spigoli all'intradosso della trave sono stati arrotondati con raggio di curvatura di 3 cm.

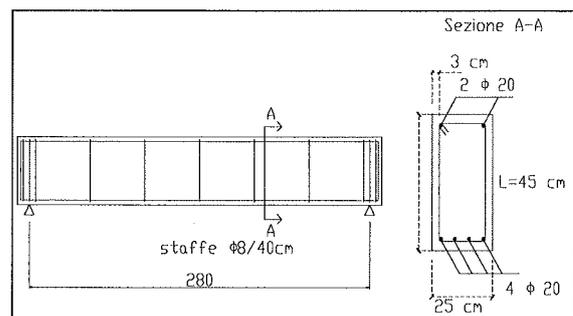


Figura 1. Carpenteria trave di riferimento

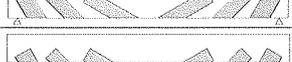
2.2 Tipologie di rinforzo

Oltre a 2 travi prive di rinforzo, sono state realizzate 11 travi rinforzate a taglio con diverse configurazioni di tessuto: rinforzi laterali (Side Bonding, S) e giacchette ad "U" (U-Jacketing, U). Non si è considerata l'avvolgimento completo della sezione (Wrapping) per la sua difficoltà d'esecuzione nei casi d'applicazione reali (si renderebbe infatti necessario perforare la soletta) ed anche perché è facile prevedere in questi casi che si formi il traliccio di Moersch. Sono state provate configurazioni che prevedono sia strisce (S) che fogli continui (F). Le strisce sono state orientate secondo diversi angoli rispetto all'asse della trave: 90° (fibre verticali), 60°, 45° oppure disposte ad inclinazione variabile lungo l'asse: dalla mezzeria all'estremità 30°, 45° e 60°. I fogli sono stati disposti solamente con inclinazione verticale delle fibre. Tutti i rinforzi sono a strato singolo con spessore 0.22 mm, in carbonio con modulo elastico $E_f = 390$ GPa.

La nomenclatura adottata per l'individuazione della tipologia di rinforzo è dunque (Tabella 1):

- la prima lettera indica se si tratta di rinforzi laterali (S) o di giacchette ad "U" (U)
- la seconda indica rinforzi in strisce (S) o fogli (F)
- le due cifre successive indicano in gradi l'inclinazione in gradi delle fibre rispetto all'asse della trave (45, 60, 90)
- per le configurazioni con rinforzi disposti con inclinazione variabile le due cifre sopraddette sono sostituite dalla sigla "VA"
- il simbolo "+" dopo la sigla indica l'aggiunta di una "striscia di collaborazione" orizzontale che unisce i rinforzi per taglio al limite dell'intradosso.
- le travi di riferimento non rinforzate sono state denominate "REF".

Tabella 1. Tipologia e nomenclatura delle travi

GEOMETRIA DEL RINFORZO	TIPO DI RINFORZO	INCLINAZIONE FIBRE	SIGLA	SCHEMA DEL RINFORZO
	NON RINFORZATE	-	REF1	
		-	REF2	
LATERALE	STRISCE	90°	SS90	
		45°	SS45	
		60°, 45°, 30°	SSVA	
	FOGLI	90°	SF90	
AD U	STRISCE	90°	US90	
		60°	US60	
		60°, 45°, 30°	USVA	
		60°, 45°, 30°	USVA+	
		45°	US45+	
		90°	US90 (2)	
	FOGLI	90°	UF90	

3 SCHEMA DELLE PROVE

Le prove sono state condotte con lo schema di trave semplicemente appoggiata con una forza concentrata in mezzeria. La distanza tra gli appoggi (luce libera della trave) è pari a 2,80 m. In Figura 2 è una foto rappresentativa dello schema delle prove. I due profili d'acciaio forati visibili al centro dell'immagine sono i pilastri del telaio di contrasto, ordito ortogonalmente alla trave per ridurre la flessibilità.

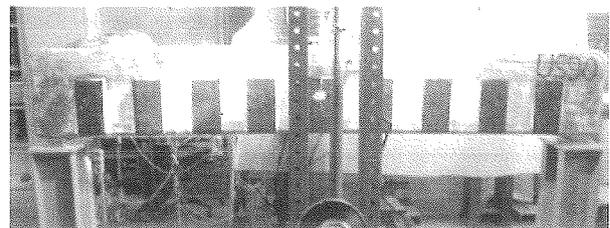


Figura 2. Foto rappresentativa dello schema delle prove

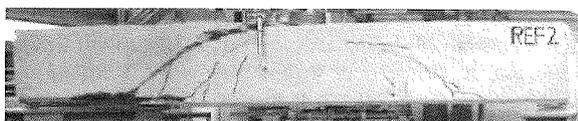
Le prove sono state condotte in controllo di spostamento per seguire il comportamento della trave anche sul ramo discendente della risposta, spingendo l'osservazione ad uno stato di fessurazione estremamente avanzato, ben oltre lo stato limite ultimo convenzionale, fino alla rottura delle staffe o all'apertura dei loro uncini di chiusura e/o alla delaminazione del rinforzo in FRP, dove presente.

3.1 Descrizione ed esito delle prove

REF1: Trave di riferimento, non rinforzata esternamente. Formazione delle prime lesioni al carico di 80-100 kN. Apertura progressiva delle prime lesioni e formazione di altre fino al collasso, avvenuto per un carico di 210 kN. La crisi è avvenuta per rottura della staffa a 55 cm dalla sezione terminale sinistra all'altezza della piegatura intorno ai ferri longitudinali inferiori.



REF2: Trave di riferimento, non rinforzata esternamente. Formazione delle prime lesioni tra 100 e 110 kN. Il collasso è avvenuto per rottura della terza staffa a metà altezza della sezione, a 90 cm dalla sezione terminale sinistra della trave, al carico di 187 kN.



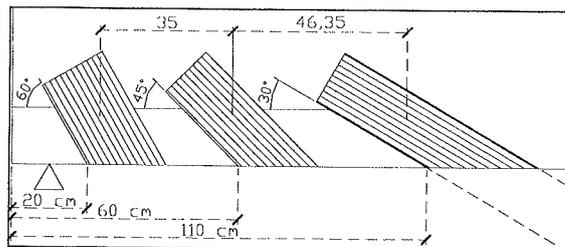
SS90: Trave rinforzata lateralmente (Side Bonding) con strisce di CFRP larghe 15 cm ad un passo di 15 cm, misurato ortogonalmente alle strisce. Le prime lesioni si sono osservate al carico di 120-130 kN. Il collasso della trave è avvenuto per un carico di poco più di 200 kN. Il rinforzo sembra essere entrato in gioco minimamente, poiché la fessura principale ha attraversato le strisce in corrispondenza delle estremità.



SS45: Trave rinforzata lateralmente (Side Bonding) con strisce di CFRP larghe 15 cm con passo di 15 cm, misurato ortogonalmente alle strisce. Le prime lesioni si sono osservate ad un carico di 120/130 kN. A 170 kN di carico i rinforzi di destra in prossimità della mezzeria iniziano a delaminare all'intradosso. La crisi avviene a 202 kN per delaminazione completa della zona inferiore del secondo e superiore del terzo rinforzo da sinistra.



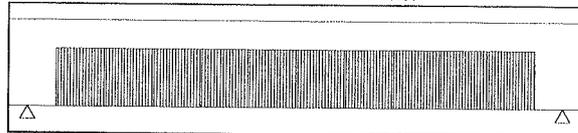
SSVA: Trave rinforzata lateralmente (Side Bonding) con strisce di CFRP larghe 15 cm con inclinazione variabile (30°-45°-60°) con spaziatura come da figura.



A 90 kN si notano le prime fessure a flessione. A circa 140 kN inizia la delaminazione della prima striscia a sinistra vicino alla mezzeria della trave. Collasso a 210 kN per crisi con completa delaminazione della striscia inclinata di 30°.



SF90: Trave rinforzata lateralmente (Side Bonding) con strisce di CFRP larghe 15 cm affiancate a formare un foglio continuo. A 208 kN è iniziato il debonding del rinforzo nella mezzeria della trave. A 213 kN si sono osservate le prime lesioni a taglio. A 225 kN collasso della trave con cedimento della staffa a 90 cm dalla sezione terminale.



US90: Trave rinforzata con strisce di CFRP a forma di U (U-jacketing) larghe 15 cm con passo 15 cm, misurato ortogonalmente alle strisce. La crisi è avvenuta per la rottura della terza staffa dopo il verificarsi della propagazione della delaminazione della 2ª striscia dall'appoggio. Il carico di rottura di 190 kN è prossimo a quella della trave nuda poiché il rinforzo non è stato attivato.

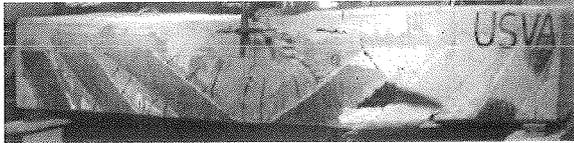


US60: Trave rinforzata con strisce di CFRP a forma di U (U-jacketing) inclinate di 60° larghe 15 cm con passo 15 cm misurato ortogonalmente alle strisce. Formazione delle prime lesioni per taglio a 135 kN. La terza striscia da sinistra ha iniziato a delaminare dall'alto a 165 kN. La delaminazione è iniziata anche dal basso a 199 kN, molto probabilmente a causa di una fessura all'intradosso. Collasso a 222 kN, apparentemente senza rottura della staffa.



USVA: Trave rinforzata con strisce di CFRP a forma di U con inclinazione variabile (30-45-60° dal centro). Lesioni verticali per flessione in mezzeria al carico di circa 100 kN. Lesioni leggermente inclinate sempre in mezzeria rilevate a

110 kN. Formazione delle lesioni a taglio in modo particolare tra le strisce a 30° e 45°. Crisi a poco più di 240 kN per delaminazione dall'alto della striscia a 30°.

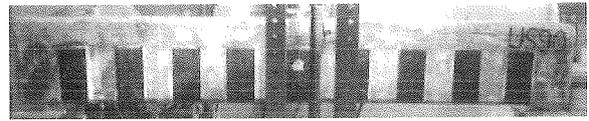


USV+: Trave rinforzata con strisce di CFRP a forma di U con inclinazione variabile (30-45-60°) con la stessa spaziatura della SSVA con aggiunta di una striscia di FRP orizzontale che unisce i rinforzi per taglio al limite dell'intradosso. Lesioni dovute al taglio intorno a 170 kN. Prima delaminazione della striscia in mezzeria all'intradosso della trave. Crisi a 270 kN senza rottura della staffa.

US45+: La trave è rinforzata con strisce di CFRP a forma di U con inclinazione di 45° con una striscia di FRP come corrente inferiore. A 100 kN si notano le prime fessure a flessione. A 167 kN si formano le prime lesioni a taglio. A 223 kN inizia la delaminazione della seconda striscia a sinistra. A 232 kN inizia la delaminazione della terza striscia. A 251 kN si ha il collasso della trave con completa delaminazione della seconda striscia.



US90(2): Trave rinforzata con strisce di CFRP a forma di U di larghezza 15 cm con passo 15 cm. A 90 kN si sono manifestate le prime lesioni a flessione. A 127 kN si sono formate le prime lesioni a taglio. A 135 kN si ha l'inizio della delaminazione della terza striscia di sinistra. A 166 kN delaminazione della seconda striscia a partire dall'appoggio di sinistra ma nel lato non visibile. Rottura avvenuta a circa 179 kN, accompagnata dall'apertura della staffa.



UF90: Trave rinforzata con fogli ad U, realizzati con strisce di CFRP larghe 15 cm affiancate. Prima lesione a 178 kN. Inizio delaminazione avvenuto a 206 kN. A 215 kN rigonfiamento del rinforzo in mezzeria in prossimità dell'estradosso, probabilmente dovuto alla compressione del corrente superiore. Rottura foglio nella parte centrale della trave a circa 250 kN e crisi a 260 kN con rottura della staffa.



3.2 Commento ai risultati delle prove

Le prove eseguite hanno evidenziato un incremento di resistenza in tutte le travi rinforzate. Le configurazioni con rinforzo in strisce disposte a 90° (sia in rinforzi laterali che con giacchette ad U) sono inefficienti con la spaziatura provata, in quanto le lesioni tendono ad aggirare i rinforzi. L'efficacia aumenta sensibilmente al diminuire dell'angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale per la maggior probabilità di intercettare le lesioni. Le configurazioni con rinforzi laterali (S) hanno efficacia ridotta in quanto i tessuti, siano essi in strisce o in foglio, cominciano a delaminare all'intradosso della trave non appena compaiono le prime lesioni significative. Le configurazioni con rinforzo in fogli continui hanno dato buoni risultati, ma non i migliori in relazione alla quantità di rinforzo impiegato: sotto tale punto di vista sembrano essere migliori le configurazioni con strisce inclinate. Le configurazioni con la "striscia collaborante" inferiore hanno dato i migliori risultati in assoluto (+35%). L'esito delle prove è riassunto in Tabella 2 per i valori di carico massimi raggiunti, e in Figura 3 per le curve forza-spostamento.

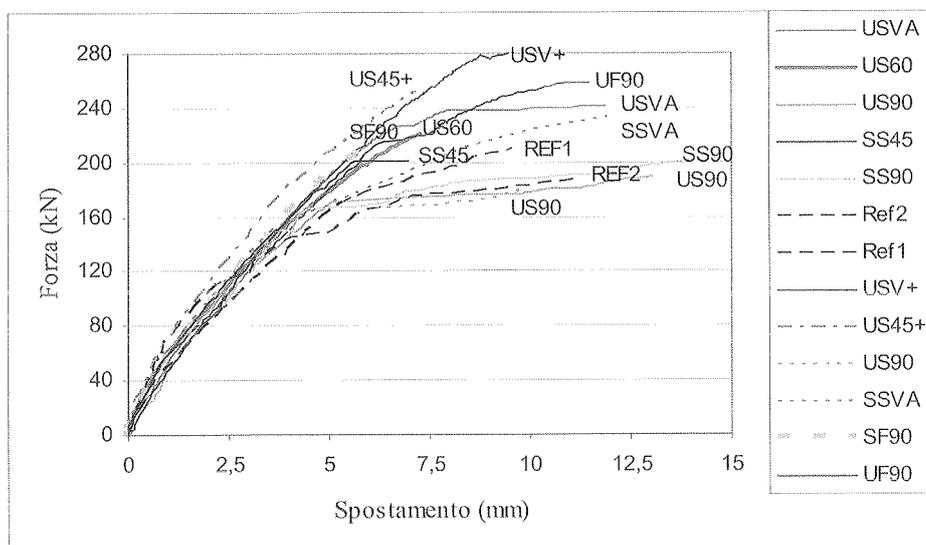


Figura 3. Grafici comparativi delle curve Forza-Spostamento dei rinforzi

Tabella 2. Risultati delle prove

SIGLA	SCHEMA DEL RINFORZO	F_{max}
REF1		210
REF2		187
SS90		200
SS45		202
SSVA		210
SF90		225
US90		190
US60		222
USVA		240
USV+		270
US45+		252
US90 (2)		179
UF90		250

Tipo di Rinforzo	Forza Ultima (kN)
REF1	210
REF2	187
SS90	200
SS45	202
SSVA	210
SF90	225
US90	190
US60	222
USVA	240
USV+	270
US45+	252
US90 (2)	179
UF90	250

4 EQUAZIONI DI PROGETTO: RINFORZO PER LO STATO LIMITE ULTIMO

In questo paragrafo si presentano le equazioni di progetto di rinforzi in FRP a taglio, applicati secondo tre differenti configurazioni: Side Bonding (S), U-jacketing (U) e Wrapping (W). Scopo delle equazioni è di fornire espressioni per il contributo dell'FRP alla resistenza a taglio, considerando che sul foglio che attraversa una fessura di taglio l'andamento delle tensioni $\sigma_{f,cr}(x)$ è variabile, come qualitativamente descritto nella Figura 4. Una volta che questo sia correttamente definito, il contributo al taglio sarà calcolato definendo il valore efficace della tensione nell'FRP in corrispondenza del debonding del rinforzo.

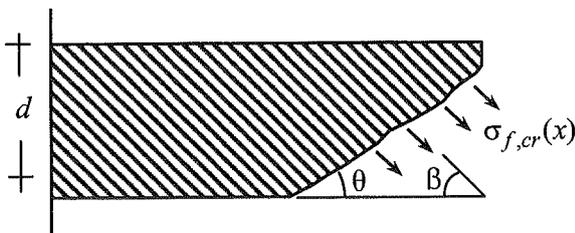


Figura 4. Variazione della tensione lungo un rinforzo in FRP attraverso una fessura per taglio.

Gli sviluppi successivi si basano sulle seguenti ipotesi:

- Fessure di taglio uniformemente distribuite lungo la trave, con spaziatura uguale a quella delle fessure flessionali,
- L'altezza delle fessure dall'intradosso della trave allo SLU è pari al braccio delle forze interne $z = 0.9 d$,
- Nel caso di rinforzo a U o ad avvolgimento completo (W), il meccanismo resistente è basato sul traliccio di Moersch, con bielle compresse e fessure a taglio inclinate di un angolo θ ,
- Nel caso di rinforzo laterale (S), poiché il traliccio di Moersch non può formarsi mancando il tirante di parete, il meccanismo resistente si valuta considerando l'opera di "cucitura" della fessura esercitata dal rinforzo.

I fogli o strisce di FRP sono inclinati di un angolo β . Notare che il caso generale di una trave con rinforzo in FRP realizzato in strisce di larghezza w_f e passo s_f (Figura 5) include anche il caso di rinforzo in FRP realizzato con fogli, semplicemente ponendo $w_f = s_f$.

Al fine di caratterizzare il fenomeno fisico si devono definire analiticamente i seguenti aspetti: il criterio di rottura delle strisce/tessuti di FRP incollati al calcestruzzo, il legame tensione-scorrimento, le equazioni di compatibilità (apertura della fessura), e le condizioni al contorno (lunghezze d'ancoraggio disponibili da ambo i lati della fessura a seconda delle varie configurazioni).

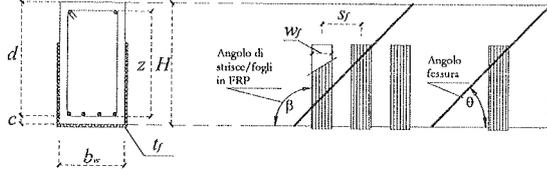


Figura 5. Nomenclatura dei parametri

4.1 Progetto del rinforzo in FRP

Attraverso sviluppi analitici qui non presentati, si arriva a definire la resistenza efficace per il caso del side bonding (S), dell'U-jacketing (U) e del wrapping (W).

In tutti i casi si deve definire la resistenza a delaminazione:

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0.6 \frac{E_f f_{cm} k_b}{t_f}} \quad (\text{unità: N, mm}) \quad (1)$$

e la lunghezza efficace a delaminazione (quella oltre la quale non si ha aumento di f_{fd}):

$$L_e = \gamma_{fd} \cdot 0.6 \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_{cm} \cdot k_b}}} \quad (2)$$

dove $\gamma_{fd} = 1.5$, E_f = modulo elastico dei fogli/lamine in FRP,

$f_{cm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{\frac{1}{3}}$ = resistenza media a trazione del calcestruzzo (con R_{ck} = resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo), t_f = spessore del rinforzo.

In entrambe le precedenti equazioni k_b è:

$$k_b = \begin{cases} \sqrt{\frac{1.5}{1 + w_f/100 \text{ mm}}} & \text{per i fogli} \\ \sqrt{\frac{1.5 \cdot (2 - w_f/s_f)}{1 + w_f/100 \text{ mm}}} & \text{per le strisce} \end{cases} \quad (\text{con: } w_f = s_f = \min(0.9d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta) \quad (3)$$

in cui, per le strisce: w_f = larghezza misurata ortogonalmente alla direzione delle fibre, s_f = passo delle strisce misurato ortogonalmente alla direzione delle fibre. Si noti che, se $\theta = 45^\circ$ e $\beta = 90^\circ$, per i fogli si ha: $w_f = \min(0.9d, h_w)$, con h_w = altezza dell'anima della trave.

Si possono allora definire le resistenze efficaci a delaminazione nei rinforzi a taglio.

Nel caso di rinforzo laterale si ha:

$$f_{fd,e,S} = f_{fd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \cdot \left(1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}}\right)^2 \quad (4)$$

in cui $k = \left(1 - \frac{2}{\pi}\right)$ e:

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq} \quad z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta \quad L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fd}} \cdot \sin \beta \quad (5)$$

dove: $u_1 = k_b/3$, e si osserva che: z_{rid} è pari all'altezza utile della sezione (che coincide con la proiezione della fessura sulla verticale) sottratta della parte all'intradosso in cui non si ha sufficiente lunghezza di ancoraggio, L_{eq} è la lunghezza di ancoraggio, proiettata sulla verticale, che sarebbe necessaria se il foglio avesse una deformazione $\varepsilon_{fd} = f_{fd}/E_f$ uniforme.

Nel caso di U-jacketing si ha:

$$f_{fd,e,U} = f_{fd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z}\right] \quad (6)$$

Nel caso di wrapping si ha:

$$f_{fd,e,W} = f_{fd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z}\right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{fd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z}\right]$$

dove $f_{fu,w}(R)$ è la resistenza ultima dei fogli/lamine in FRP avvolti attorno ad uno spigolo arrotondato con un raggio R :

$$f_{fu,w}(R) = f_{fd} + \langle \eta_r \cdot f_{fu} - f_{fd} \rangle \quad (8)$$

dove $\langle \cdot \rangle$ è considerato solo se positivo e dove:

$$\eta_r = 0.2 + 1.6 \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0.5 \quad (9)$$

è un coefficiente che dipende dal raggio R di arrotondamento attorno allo spigolo rispetto alla larghezza della trave b_w .

4.2 Calcolo del taglio resistente

Nel caso in cui il rinforzo sia del tipo W oppure U, si riesce ad attivare il meccanismo resistente a traliccio di Moersch ed il taglio portato dall'FRP è espresso come:

$$V_{Rd,f} = 0.9 d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (10)$$

mentre per rinforzi laterali (S) il ruolo dell'FRP è unicamente quello di "cucire" la fessura, per cui si ha:

$$V_{Rd,f} = 0.9 d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (11)$$

con d = altezza utile della trave, $f_{fd,e}$ = resistenza di progetto efficace di debonding, data dalla (4) per side bonding o dalla (6) per U-jacketing o dalla (7) per wrapping, t_f = spessore di una striscia/foglio in FRP (su un lato) disposto ad angolo β , θ = angolo della fessura, s_f , w_f = passo e larghezza delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione β delle fibre. Se si assumono fessure inclinate a $\theta = 45^\circ$ e strisce o fogli disposti verticalmente con $\beta = 90^\circ$, allora le due equazioni precedenti divengono:

$$V_{Rd,f} = 0.9 d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \quad (12)$$

$$V_{Rd,f} = 0.9 d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot \sqrt{2} \cdot t_f \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (13)$$

La verifica a taglio va eseguita confrontando il taglio agente di progetto con il taglio resistente, dato da:

$$V_{Rd} = \min \{ \phi V_{Rd,ct} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,max} \} \quad (14)$$

dove $V_{Rd,ct}$ e $V_{Rd,s}$ sono rispettivamente i contributi del calcestruzzo e dell'acciaio, dati da:

$$V_{Rd,ct} = 0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Normativa Italiana}) \quad (15)$$

$$V_{Rd,ct} = \frac{0.18}{\gamma_c} b_w \cdot d \cdot \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right\} \cdot \sqrt{100 \cdot \min \{ 0.02, \rho_{st} \} \cdot f_{ck}} \quad (\text{EC2}) \quad (16)$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \cdot f_{yd} \cdot \frac{n_{st} \cdot A_{st}}{s_{st}} \cdot (\cot \theta + \cot \beta_{st}) \cdot \sin \beta_{st} \quad (17)$$

dove $f_{ctd} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c$ = resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo, $\gamma_c = 1.5$ = coefficiente parziale del calcestruzzo, b_w = larghezza dell'anima della sezione, ρ_{st} = percentuale geometrica di armatura longitudinale, f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo, f_{yd} = resistenza di progetto di snervamento dell'acciaio, n_{st} = numero di bracci dell'armatura trasversale, A_{st} , s_{st} = area (un braccio) e passo dell'armatura trasversale, e β_{st} = angolo delle staffe.

Nella (14), $V_{Rd,max}$ è la resistenza della biella compressa di calcestruzzo, data da:

$$V_{Rd,max} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Normativa Italiana}) \quad (18)$$

$$V_{Rd,max} = 0.9 d \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \beta_{st}) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{EC2}) \quad (19)$$

$$\text{con } v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (\text{in MPa}).$$

Infine, nella (14) $\phi = 1$ in assenza di rinforzo in FRP, mentre $\phi = 0.5$ in presenza di rinforzo, a significare che, quando l'FRP giunge a delaminazione, il calcestruzzo non ha esplicato tutta la sua resistenza.

Si noti che nell'EC2 il contributo del calcestruzzo al taglio resistente (16) non viene considerato ($\phi=0$) in assenza di rinforzo.

5 VALIDAZIONE DELLE EQUAZIONI DI PROGETTO

Nelle Figure 6 e 7 sono riportati i risultati delle equazioni sopra presentate applicate ad alcune delle configurazioni delle travi provate in laboratorio. Poiché le equazioni dell'EC2 sopravvalutano sistematicamente la resistenza a taglio del calcestruzzo, si è usata sempre l'equazione della Normativa Italiana. Per la predizione dei risultati sperimentali i coefficienti parziali sono stati posti pari ad 1 e le resistenze dei materiali sono stati considerate con i loro valori medi. Nelle equazioni per i rinforzi disposti con inclinazione variabile viene considerato un angolo medio delle fibre, mentre il passo è quello effettivo. La resistenza della trave di riferimento è stata presa come la media delle due travi senza rinforzo. Si noti che nelle travi (SS90, SS45, US90) il contributo del rinforzo in FRP non è stato considerato, poiché si è riconosciuto che le fessure diagonali a taglio non hanno interessato le strisce.

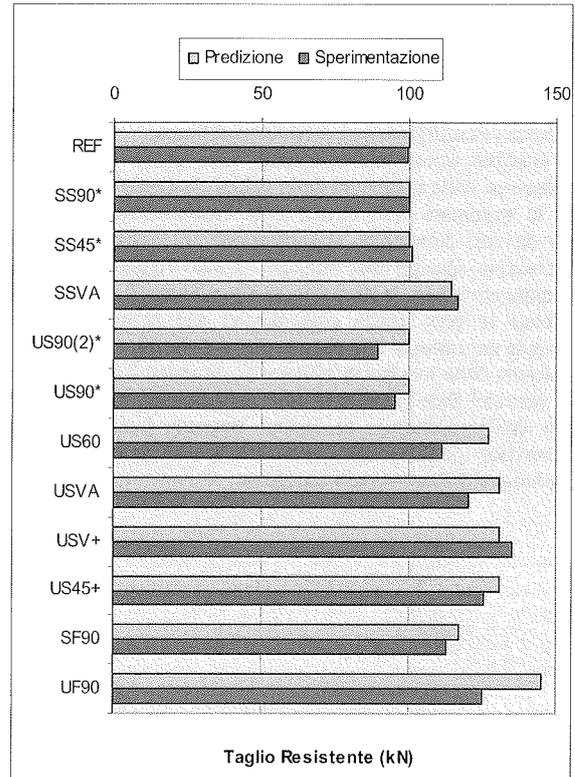


Figura 6. Confronto predizione-sperimentazione

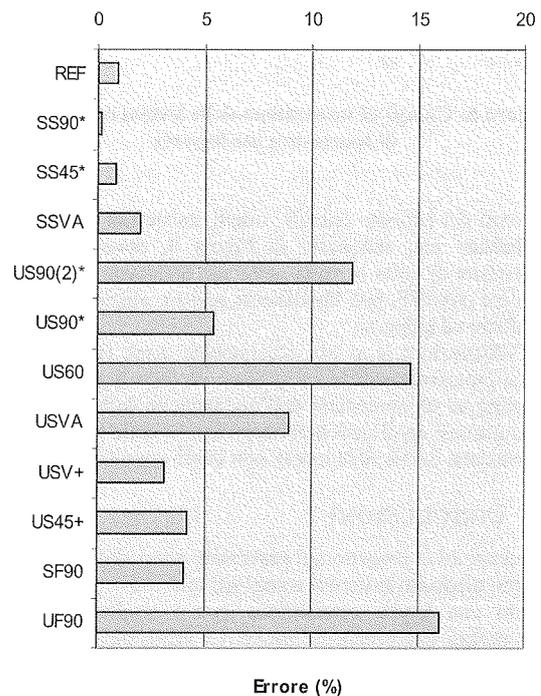


Figura 7. Errore predizione/sperimentazione

Si osserva che l'errore medio sulle predizioni che hanno interessato il rinforzo in FRP è del 7%, con un picco di circa il 15% per le configurazioni US60 e UF90. Tale errore può considerarsi perfettamente accettabile. Altre prove sono comunque in fase di svolgimento per validare le equazioni proposte su configurazioni di rinforzo differenti.

Un'ulteriore informazione emersa dalle prove riguarda la limitazione della spaziatura delle strisce. Si è infatti verificato che la spaziatura delle strisce deve essere sufficientemente fitta da non permettere la formazione di fessure che non attraversino almeno una striscia. Dalla Figura 8 si vede chiaramente come, ipotizzando di "condensare" le strisce di rinforzo in una "staffa equivalente" che trova posizione sull'asse del rinforzo e di altezza pari all'altezza della striscia diminuita della lunghezza efficace L_e da ambo i suoi estremi nel caso del Side Bonding e solo dall'estremo superiore nel caso dell'U-Jacketing, le lesioni possano formarsi senza intercettare i rinforzi nella zona efficace se questi vengono disposti con una spaziatura eccessiva.

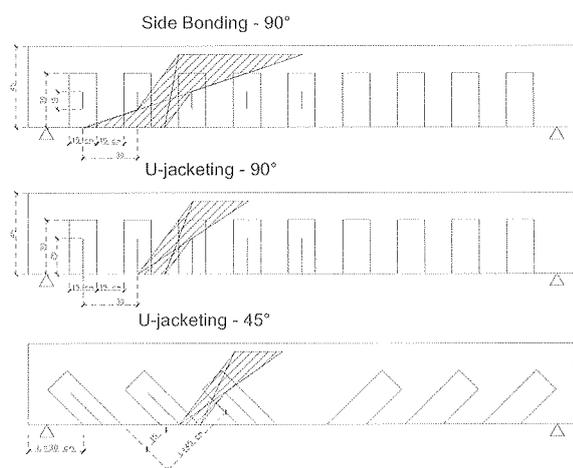


Figura 8: Campi di formazione delle lesioni con rinforzi di spaziatura inadeguata

Nel caso del rinforzo laterale, infatti, esiste tutto un campo, evidenziato con campitura in Figura 8, dove la lesione, evidenziata di volta in volta nelle sue inclinazioni minime e massime possibili, può liberamente passare senza attraversare il rinforzo ed attivarlo.

Dall'illustrazione si evince chiaramente come tale campo si riduca progressivamente nel passare da Side Bonding ad U-jacketing ed all'aumentare dell'inclinazione delle fibre. Tale conclusione è confortata dall'osservazione delle prove e dalla correlazione dei risultati teorici con quelli sperimentali.

6 CONCLUSIONI

Le equazioni di progetto qui presentate per il rinforzo di travi a taglio mediante materiali compositi innovativi (FRP) hanno fornito una buona correlazione con i risultati di prove sperimentali appositamente svolte. Le equazioni hanno colto l'aumento di resistenza a taglio con un errore ritenuto più che accettabile.

Il lavoro ha affrontato alcuni degli aspetti irrisolti in precedenti trattazioni analitiche del fenomeno. In particolare,

si sono fornite delle espressioni per la tensione efficace del rinforzo che attraversa la fessura per taglio. Si è anche chiarito in quali casi si deve usare la relazione (10) che si basa sull'ipotesi di formazione del traliccio di Moersch (rinforzi W e U) e quando invece usare la relazione (11) che considera solo la cucitura delle lesioni (rinforzi S). In entrambi i casi si è verificato che il calcestruzzo non riesce ad esplicitare tutta la sua resistenza e quindi è considerato nell'equazione (14) della resistenza totale con un peso $\phi=0.5$.

7 RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la società Interbau srl di Milano per la realizzazione delle travi e l'applicazione del materiale di rinforzo in CFRP.

8 BIBLIOGRAFIA

- Campione, G., Miraglia, N. (2003). "Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP". *Cement & Concrete Composites*, Elsevier, 25, 31-41.
- CEN (1991), Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. ENV 1992-1-1, Comite Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Collins M.P. (1978). "Towards a rational theory for R/C Members in Shear", *ASCE Proc. of the Struct. Div.*, 104, no.4, 649-666.
- Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A. and Aziz, A. M. I. (1998), Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of rc flexural members. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2(4), 195-202.
- Mathys, S. (2000), Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement. Doctoral thesis, Ghent University.
- Monti, G., Renzelli, M., Luciani, P. (2003). FRP Adhesion to Uncracked and Cracked Concrete Zones. Proceedings of the 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore.
- Monti, G., and Barbato, M. (2003). Fiber-Section FE of FRP-Strengthened RC Beam in Flexure, Shear and Confinement. Proceedings of the 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore.
- Täljsten B. (1997), Strengthening of concrete structures for shear with bonded CFRP-fabrics. In *Recent advances in bridge engineering, Advanced rehabilitation, durable materials, nondestructive evaluation and management*, Eds. U. Meier and R. Betti, Dübendorf, 57-64.
- Täljsten, B. (1994), Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics. Doctoral thesis, Lulea University of Technology.
- Triantafillou, T. C. (1998), Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI Structural Journal*, 95(2), March-April, 107-115.
- Triantafillou, T. C. and Antonopoulos, C. P. (2000), Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 4(4), 198-205.
- Triantafillou, T. C. and Plevris, N. (1992), Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. *Materials and Structures*, 25, 201-211.

PIASTRA A FUNGO PER L'ALTA VELOCITÀ "ROMA-NAPOLI"

Gabriele Nati¹, Andrea Polli¹, Paolo Maria Zanetti²

¹ Ufficio Tecnico Condotte S.p.A., Roma.

² Società SE.I.CO. S.r.l., Roma.

SOMMARIO

L'articolo illustra la soluzione in variante adottata sulla linea dell'Alta Velocità Roma – Napoli, a partire dalla progressiva Km 152+290, per sostituire un tratto di rilevato, già realizzato, lungo circa 500.0 m. La variante si è resa necessaria per l'inammissibilità dei valori e delle velocità dei cedimenti riscontrati a partire dal settembre 1999, provocati da una rottura della struttura interna dello strato di terreno posto tra 20.0 e 60.0 m di profondità dal piano campagna, che si è verificata circa due anni dopo la costruzione del rilevato.

La notevole dimensione trasversale della piattaforma, di circa 50.0 m, dovuta alla presenza in quel tratto di linea del posto di movimento di Tora e Piccilli, nonché la necessità di completare le opere civili entro otto mesi, hanno fatto convenire che l'unica soluzione praticabile fosse quella della sostituzione del rilevato con una piastra in c.a.o. fondata su pali profondi in grado di trasferire il carico oltre lo strato di terreno metastabile.

SUMMARY

The article illustrates the variation order solution adopted on the Rome - Naples High-Speed Railway Line, starting from section at km 152+290, for the replacement of a section of embankment, already executed, about 500.0 m long. The variation was made necessary due to the unacceptableness of the values and speed of subsidence found from September 1999 on. The subsidence was caused by a crack in the internal structure of the topsoil at a depth of 20.0 to 60.0 m from the ground level, which occurred about two years after the construction of the embankment.

The transversal size of the platform, equal to about 50.0 m due to the presence in that section of Tora and Piccilli station as well as the need to reduce contract time in order to complete civil works within eight months, have led to agree that the only workable solution was the replacement of the embankment with a reinforced concrete slab founded on deep piles in order to shift the load over the metastable topsoil.



Figura 1 – Rilevato prima della rimozione della precarica

1.PREMESSA

In corrispondenza del km 152 della tratta ad Alta Velocità Roma-Napoli, il progetto prevedeva la realizzazione di un rilevato ferroviario che si estendeva tra l'imbocco Sud della Galleria Naturale Campozillone e l'imbocco Nord della Galleria Naturale Piccilli I.

A causa delle problematiche geotecniche riscontrate in fase di costruzione si è stati costretti ad abbandonare il rilevato ferroviario per adottare la tipologia costruttiva di una grande piastra a fungo fondata su pali di grande diametro.

2.BREVE CRONISTORIA DEI LAVORI

Durante i lavori di realizzazione del rilevato ferroviario, iniziati nel mese di novembre del 1996 e terminati nel luglio del 1998, come prescritto dal Capitolato di costruzione Opere Civili ferroviario, veniva rilevato il decorso nel tempo dei cedimenti che risultava in linea con le ipotesi progettuali, consentendo nel febbraio 1999, rimossa la precarica, l'inizio dei lavori di finitura della piattaforma ferroviaria (fig.1).

Tuttavia, a partire dal mese di settembre 1999, si riscontrò un'imprevedibile e considerevole ripresa del fenomeno di assetamento rispetto ai valori di luglio 1999, con aumento della velocità di cedimento di circa 2 ÷ 3 volte portando le previsioni dei cedimenti a lungo termine fino a valori di circa 1,30 m.

Vennero pertanto approfondite le indagini per individuare le cause del fenomeno imprevisto ed anomalo.

A tal fine furono eseguite una serie di indagini geotecniche ancora più puntuali di quelle effettuate per la definizione del progetto e vennero eseguite appropriate analisi per la corretta definizione del fenomeno.

I risultati di dette analisi, a cura dello Studio Geotecnico Italiano, portarono all'individuazione di spessori di terreno compressibile molto rilevanti (anche maggiori di 60,00 m), caratterizzati, inoltre, da strutture metastabili.

La necessità di dover rispettare il limite di 5 cm/50 anni

per i cedimenti massimi residui, coniugata con i ristretti tempi di consegna dell'opera (valutabili nell'ordine dei 6÷7 mesi) al Consorzio Saturno, incaricato della realizzazione delle opere tecnologiche, portarono alla scelta di sostituire il rilevato con una piastra in cemento armato ordinario fondata su pali profondi di grande diametro (fig.2).

A causa della presenza del Posto di Movimento di Tora e Piccilli la normale larghezza di 13,60 m della piattaforma ferroviaria si amplia, in questo tratto, a circa 50 m.

Si è così pervenuti al progetto di 24 concetti in c.a.o. di lunghezza 40,00 m per una larghezza di 25,00 m circa aventi altezza 1,00 m fondati su pali di grande diametro $\phi 1500$ mm posti ad interasse longitudinale di 7,03 m e trasversale di 7,50 m.

I pali, profondi anche 75 m, superato lo spessore di terreno metastabile fondano sul substrato di basalto.

3.CARATTERISTICHE DEI TERRENI

I terreni in affioramento sono caratterizzati dalla presenza di prodotti di natura vulcanica riconducibili alla seconda fase di attività magmatica del complesso vulcanico di Roccamonfina. Tale complesso è il risultato di due fasi successive, non solo distinte nel tempo ma diverse anche per la natura dei prodotti che nell'ultima fase sono essenzialmente caratterizzati da colate piroclastiche. La copertura piroclastica, costituita da alternanze di strati coesivi e granulari, si adagia sul substrato basaltico su cui poggiano i pali.

In dettaglio, il quadro stratigrafico è costituito da tre formazioni principali:

- una prima formazione che si estende fino a profondità variabili tra 20 e 60 m di materiali argilloso – limosi estremamente compressibili dotati di una struttura molto porosa e metastabile
- una seconda formazione costituita da basalto fratturato e non;
- una terza di sabbie limose e limi sabbiosi che si interpone tra

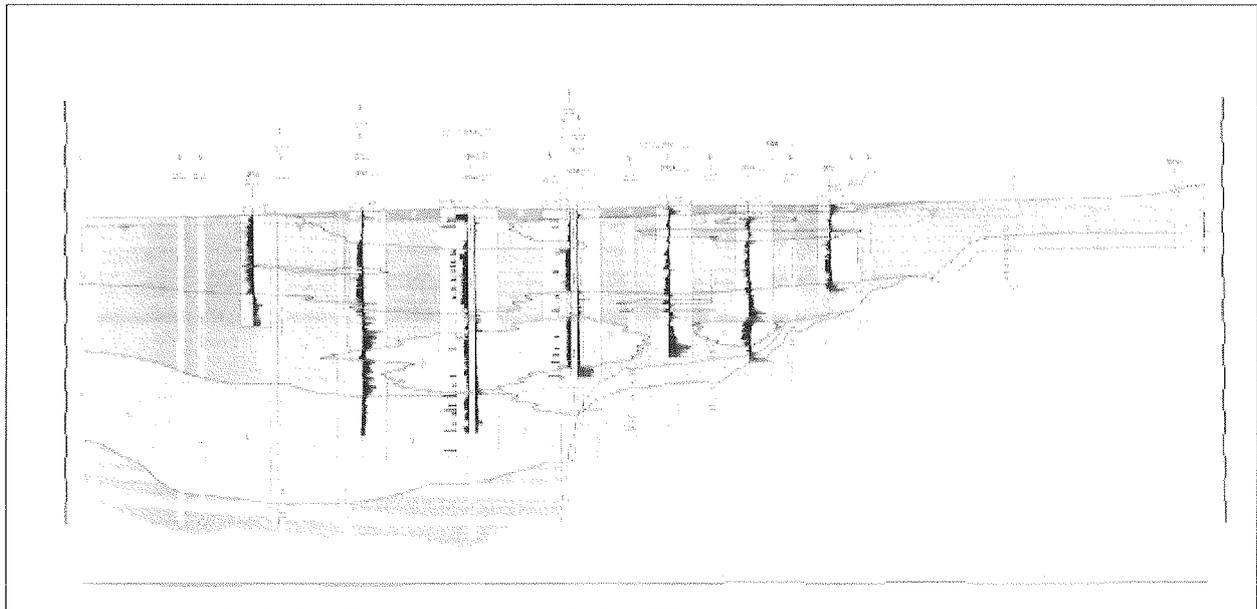


Figura 2 – Profilo longitudinale geotecnico

le due precedenti .

In particolare si è riscontrato che i materiali relativi alla prima formazione si collocano al di sotto della linea A della carta di Casagrande per cui si è preferito ricavare la curva di compressibilità intrinseca nel piano e $-\log \sigma'_v$, facendo riferimento ai risultati delle prove edometriche condotte fino a pressioni verticali pari a 20Mpa; si può ipotizzare, infatti, che a pressioni elevate la struttura caratteristica del materiale, presente in condizioni tensionali pari a quelle geostatiche, sia totalmente distrutta. I risultati ottenuti hanno evidenziato che i materiali anzidetti sono caratterizzati da stati iniziali che si collocano al di sopra della curva di compressibilità e ciò implica che, se sollecitati da fattori esterni, oltre una certa soglia critica subiscono fenomeni di destrutturazione associati ad una notevole riduzione dell'indice dei vuoti.

Il punto di arrivo di questo processo di destrutturazione è rappresentato dalla curva di compressibilità intrinseca, come illustrato nella fig.3, in cui si nota come la parte terminale della curva edometrica, quando il processo di destrutturazione tende ad esaurirsi, viene a sovrapporsi alla curva di compressibilità intrinseca; quanto più lo stato iniziale dista da tale curva tanto più la riduzione dell'indice dei vuoti associata al processo di destrutturazione è rilevante.

A seguito dell'analisi geotecnica, sono emersi due ordini di problemi: uno legato alla necessità di limitare l'entità dei cedimenti indotti dall'eventuale fenomeno dell'attrito negativo mediante pali di lunghezza superiore a 60 m, l'altro legato alla modalità di ammorsamento dei pali in uno strato costituito da basalti molto duri e inclinato rispetto all'orizzontale. La soluzione di quest'ultimo problema ha implicato l'uso di "bucket" e trivelle con denti da roccia e attrezzature capaci di imprimere un elevato momento torcente e un'adeguata forza verticale verso il basso (pull down) in modo da poter garantire un adeguato ammorsamento in una superficie resa, in tal modo, ruvida e sufficientemente orizzontale.

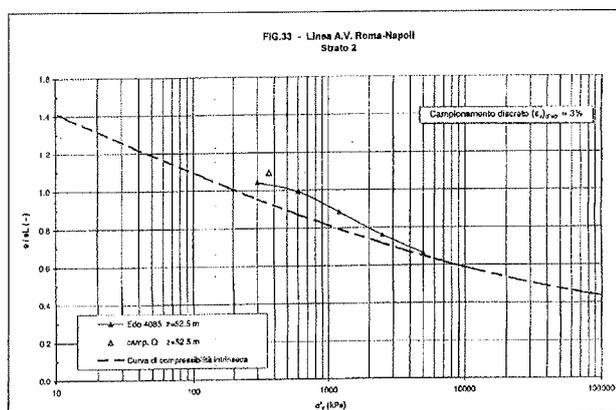


Figura 3 – Processo di destrutturazione

4.CRITERI DI PROGETTO

Non potendo fare in alcun modo affidamento sullo strato di terreno metastabile per il trasferimento dei carichi dalla struttura al terreno, si è deciso di fondare i pali direttamente sul substrato di base costituito da basalto di ottime caratteristiche meccaniche, tanto che le prove di schiacciamento a compressione effettuate su carote prelevate

dal basalto stesso hanno condotto a valori di rottura prossimi a 200 MPa.

Per evitare problemi all'esercizio dei convogli ferroviari furono imposti, dai tecnici della committenza in fase progettuale, severi limiti deformativi: 5.0 mm di massimo spostamento longitudinale per effetto delle forze orizzontali di avviamento e frenatura ed un cedimento differenziale massimo tra due pali contigui di 1.5 mm.

Detti limiti risultano ancora più severi se pensati combinati con il numero dei treni di carico legati alla presenza di 2 binari AV e dei binari di precedenza (fig.5).

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti sui diversi elementi strutturali è stato, quindi, adottato un modello ad elementi finiti che prevedeva elementi piastra per il solettone di impalcato ed elementi trave per i pali di fondazione, collegati in testa mediante bracci rigidi ai nodi di competenza degli elementi piastra (fig.4).

I pali - pila sono stati vincolati con elementi boundary in grado di simulare l'interazione terreno struttura.

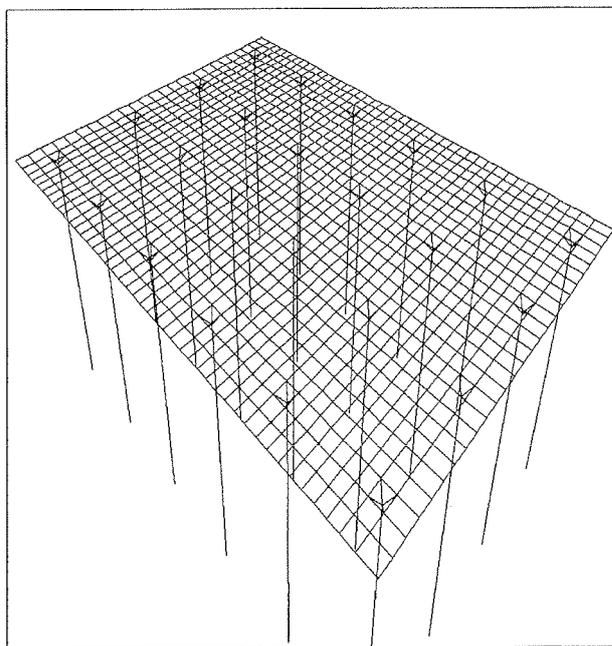


Figura 4 – Mesh di calcolo

5.PROVE DI CARICO

Le ipotesi progettuali assunte nel calcolo delle palificate hanno trovato una valida conferma nei risultati delle sei prove di carico per collaudo statico eseguite sui pali stessi con carichi crescenti fino a valori di 9000 KN.

Le prove di carico sono consistite nell'applicazione di una serie di carichi mediante martinetti idraulici contrastati da zavorre e agenti su una piastra di ripartizione metallica posizionata sulla sommità del palo in prova (fig.6).

La singola prova è stata eseguita in quattro fasi in cui il palo è stato sottoposto ad un doppio ciclo di carico e scarico; nel primo ciclo il carico è stato aumentato progressivamente fino al raggiungimento del carico massimo di esercizio, valutato nell'ipotesi cautelativa di attrito negativo, pari a 6000

KN, nel secondo ciclo è stato invece, raggiunto il carico massimo di collaudo pari a 9000 KN. Durante le fasi di carico e scarico sono state eseguite le

complessivo è risultato di modesta entità e pari ad un valore medio di 4.7 mm.

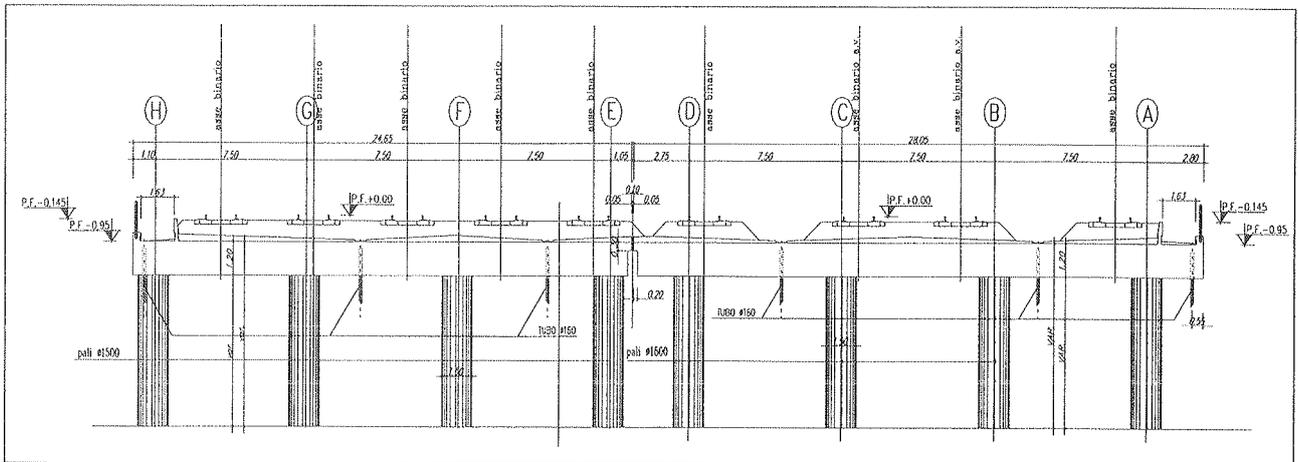


Figura 5 – Sezione trasversale con individuazione degli allineamenti longitudinali dei pali

misure dei cedimenti ad intervalli prestabiliti, fino a stabilizzazione (differenza tra due letture consecutive non maggiore di 0.025 mm).

La rilevazione dei cedimenti è stata effettuata con dei comparatori centesimali e dei trasduttori lineari collegati ad una unità di acquisizione dati che ha consentito di effettuare letture continue e di registrare i dati con una prefissata frequenza.

In tutte le prove, sotto il carico massimo il cedimento

6. OPERE DI FINITURA

Stanti le notevoli dimensioni dell'intervento e il numero elevato di binari, particolare cura è stata posta nel progetto di smaltimento delle acque di piattaforma.

Le pendenze trasversali sono state ottenute mediante massetti armati con doppia rete elettrosaldata che convogliano l'acqua in appositi cunicoli; tramite tubi $\phi 760$, posti ad interasse di 3,00 m, viene scaricata l'acqua in fossi di guardia realizzati al di sotto del solettone.

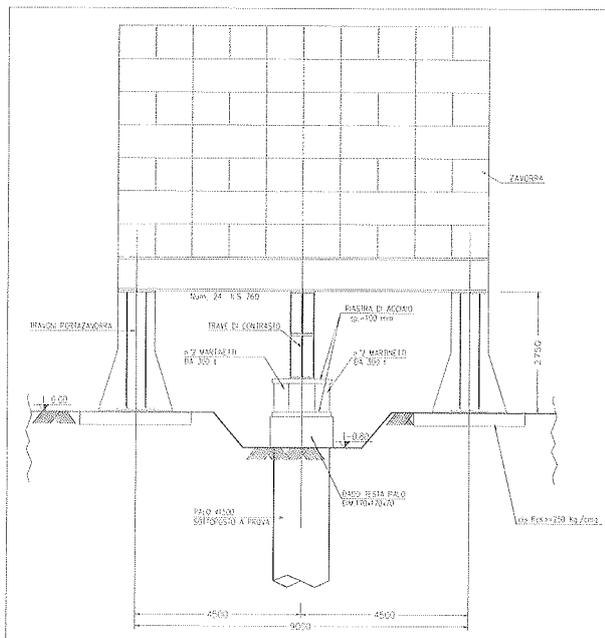


Figura 6 – Dispositivo per prova di carico su pali

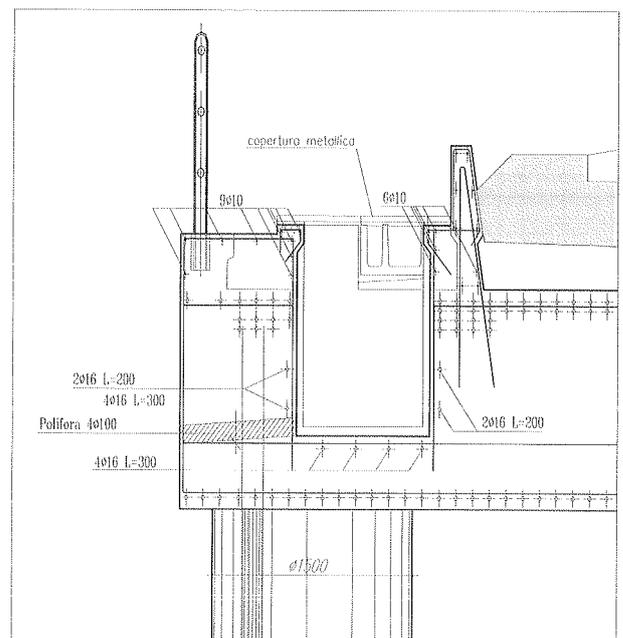


Figura 7 – Particolare dell'armatura della piastra in corrispondenza del cunicolo passacavi

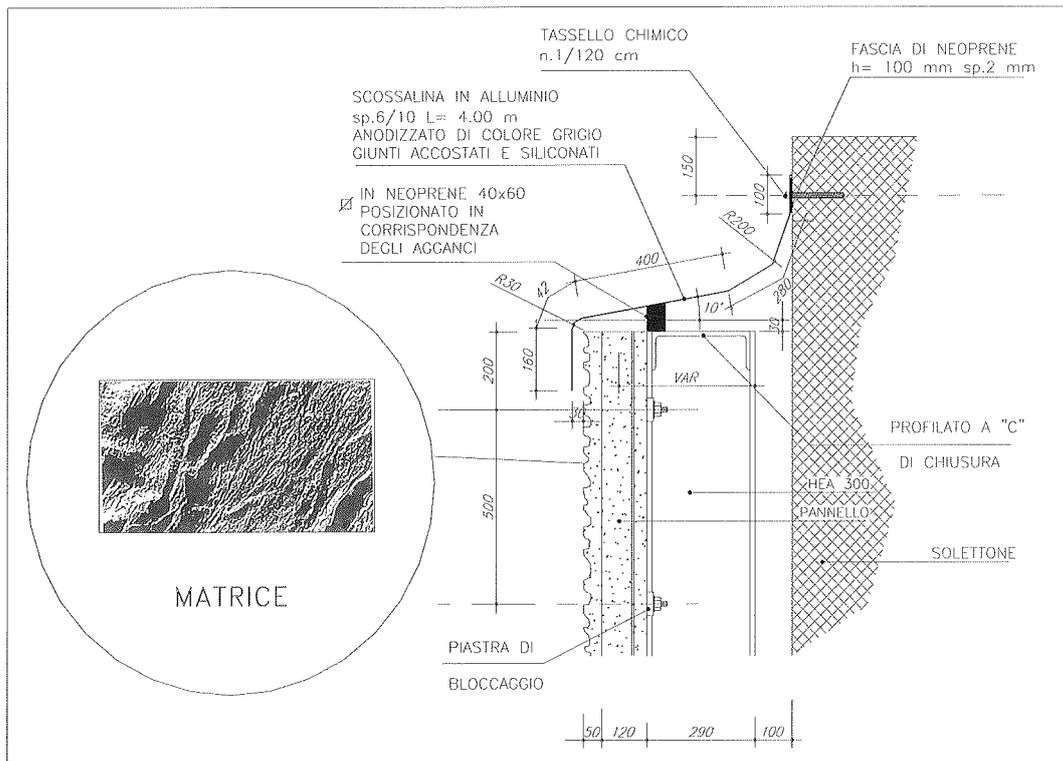


Figura 8 – Dettaglio gocciolatoio tra solettone e parete di finitura



Figura 9 – Parete terminata con passaggi pedonali sotto la struttura

Particolare attenzione è stata anche rivolta all'inserimento ambientale dell'opera data la sua collocazione che vede il Posto di Movimento parallelo all'Autostrada A1 in prossimità

dello svincolo di Caianello. Si è così deciso di chiudere la parte sottostante al solettone mediante pareti prefabbricate in

calcestruzzo collegate a montanti verticali realizzati mediante putrelle HEA300 poste ad interasse di 4,00 m.

Il collegamento dei pannelli ai profilati in acciaio, è assicurato da agganci tipo Halfen. Gli elementi prefabbricati hanno uno spessore strutturale pari a 12,00 cm ed un ulteriore spessore di 5,00 cm per la facciavista realizzata con matrici in gomma (fig.8).

Sono stati, inoltre, previsti n.3 passaggi pedonali (fig.9) delimitati da pannelli di chiusura per evitare l'intrusione di personale non ferroviario al di sotto della struttura.

Completano l'intervento n.4 torri faro alte 25 m, con relative opere di fondazione, e le strutture di fine corsa costituite da muri in c.a.o. capaci di resistere all'urto di un treno transigente con velocità pari a 10 Km/h.

7.CONCLUSIONI

L'intervento, realizzato in tempi record data l'estensione planimetrica (circa 25.000 mq) ed il numero di pali (circa 700 pali di profondità media pari a 60,00 m), ha consentito la risoluzione di un grave incerto geotecnico ottimizzando le metodologie costruttive in funzione di quanto costruito fino al momento dell'insorgere della problematica.

L'efficacia dell'intervento è stata infine accertata mediante il monitoraggio, durato circa 2,5 anni a partire dalla fine costruzione, degli eventuali ulteriori cedimenti del terreno che ha mostrato variazioni trascurabili ed imputabili sostanzialmente a differenziali termici.

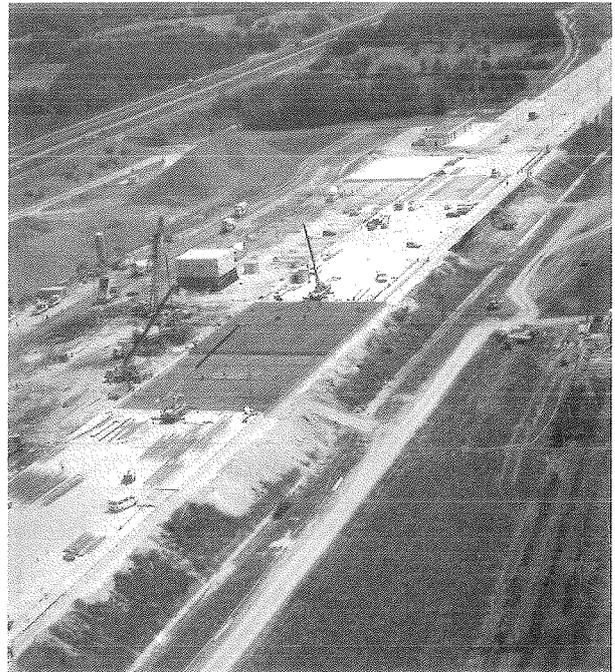


Figura 10 – Posa delle gabbie d'armatura per due conci contigui longitudinalmente

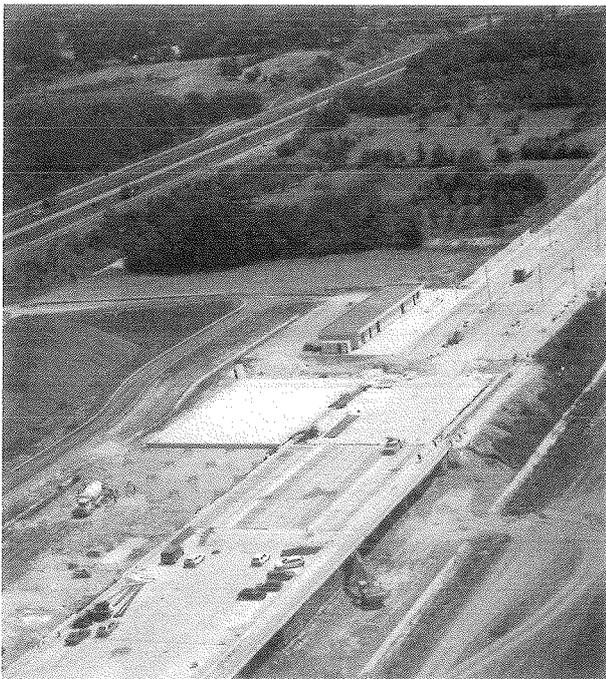


Figura 11 – Fase di getto del calcestruzzo per il concio n.23

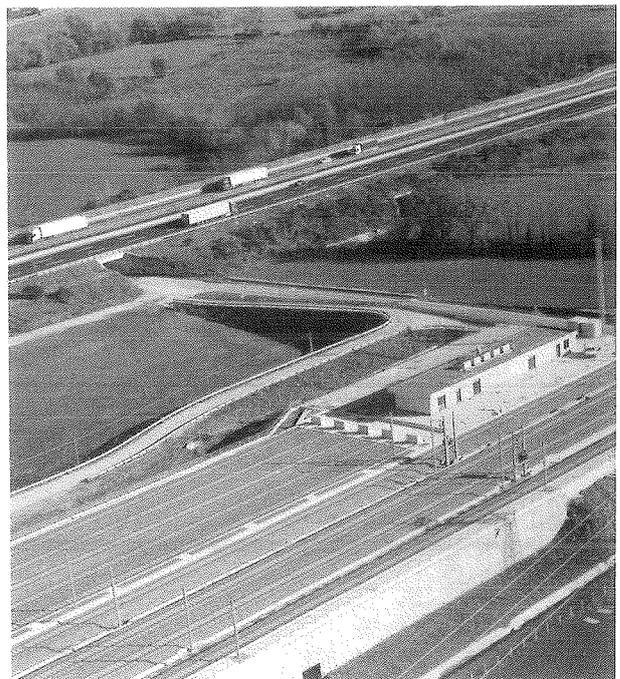


Figura 12 – Opera finita

INDAGINE SUL COMPORTAMENTO FLESSIONALE DI TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO PLACCATE CON FRP

Marco Andrea Pisani¹

¹ Professore Universitario, Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Milano.

SOMMARIO

Il lavoro di ricerca qui descritto tratta il problema del comportamento flessionale di travi in calcestruzzo armato rinforzate tramite placcaggio, eseguito con materiali compositi (FRP - fibre reinforced polymer). In particolare, si vuole determinare l'influenza esercitata dal carico presente all'atto della posa del rinforzo sulla capacità portante ultima della trave risanata. Verranno pertanto descritti i risultati di una corposa analisi parametrica, di tipo numerico, intesa a comprendere un ampio spettro di possibili applicazioni pratiche. La sintesi di questi risultati darà modo di trarre interessanti conclusioni.

SUMMARY

This paper deals with the ultimate moment resistance of reinforced concrete beams strengthened by means of externally bonded FRP (fibre reinforced polymer) sheets. The scope of this work is to determine the influence exerted by the extent of the load already acting throughout strengthening operations on the moment resistance of the strengthened beam. This goal will be achieved by means of a numerical parametric analysis that covers a wide range of practical applications. The synthesis of these output will allow to draw interesting conclusions.

1. INTRODUZIONE

Pur se la tecnica del placcaggio è ormai datata, negli ultimi anni ha avuto notevole impulso a causa dell'adozione di materiali innovativi in sostituzione dell'acciaio. Trattasi in particolare di laminati o tessuti mono o pluridirezionali in carbonio, frequentemente indicati con la sigla CFRP (carbon fibre reinforced polymer). Questi materiali hanno elevatissime resistenze a trazione ed un basso peso specifico, sicché la loro posa è molto agevole. Inoltre la fibra di carbonio risultano essere insensibili a molti ambienti aggressivi (ad esempio l'ambiente marino, basse temperature), mentre le resine attualmente utilizzate hanno dato eccellenti risultati in termini di durabilità (ad esempio, per gli effetti delle basse temperature si veda [1]). Tuttavia, come spesso accade, questi nuovi materiali presentano anche caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche che devono essere analizzate in dettaglio, al fine di poter garantire che l'operazione di rinforzo soddisfi tutti i requisiti necessari per poterne affermare l'efficacia operativa.

Alcuni degli argomenti che distinguono il CFRP dall'acciaio sono:

- la resistenza al fuoco delle resine. Queste infatti normalmente evaporano tra i 100°C ed i 150°C, mentre il carbonio resiste a temperature elevatissime, nettamente superiori a quelle che possono essere sopportate da acciaio o calcestruzzo
- difficoltà di realizzare connessioni meccaniche (spinotti) tra laminato e calcestruzzo (a causa della natura fibrosa del rinforzo e della bassa resistenza meccanica della matrice, ovvero della resina)
- basso coefficiente di dilatazione termica del CFRP ($\sim 0.5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$)

- comportamento a trazione di tipo elasto-fragile.

Quest'ultimo aspetto non può essere sottovalutato in quanto può rendere fragile il comportamento globale della sezione risanata, con tutte le conseguenze che ne possono derivare sia in termini di affidabilità di un'analisi strutturale di tipo elastico lineare, sia in termini di incremento di resistenza acquisibile con l'intervento di rinforzo.

In particolare, in questa ricerca si è inteso fissare l'attenzione sull'influenza esercitata dal livello di carico presente all'atto della posa del materiale di rinforzo, sulla capacità resistente ultima a flessione della sezione risanata.

Questo argomento, sebbene importante per un progettista, non è stato ad oggi indagato approfonditamente (almeno per quanto è dato sapere allo scrivente), mentre le numerosissime prove sperimentali che attualmente vengono eseguite nei laboratori di ricerca, nella quasi totalità dei casi prevedono al massimo la presenza del solo peso proprio del provino all'atto del placcaggio. Ciò è comprensibile a causa della difficoltà di procedere al placcaggio simulando la presenza di un carico permanente di notevole entità, ma tutto sommato non corrisponde alla realtà con cui si confrontano i professionisti nella pratica corrente.

Per approfondire questo tema è necessario svolgere un'analisi parametrica che per sua natura non può che essere di tipo numerico. Sarebbe infatti praticamente impossibile confezionare un elevato numero di travi che fossero (all'atto della prova) identiche le une alle altre ad eccezione di un parametro. D'altro canto, anche un'indagine parametrica non può essere ritenuta credibile se l'affidabilità del modello che la contraddistingue non è stata suffragata dal confronto con un nutrito numero di prove sperimentali.

Nel seguito verrà brevemente descritto il modello

numerico adottato, a cui seguirà la sua validazione tramite il confronto con 64 prove sperimentali descritte nella letteratura scientifica. Verificata l'attendibilità del modello numerico verranno descritti i criteri adottati per svolgere l'analisi parametrica (per un totale di 240 simulazioni), di cui verranno poi sinteticamente esposti e commentati i risultati.

2. IL MODELLO NUMERICO

Le simulazioni di cui si è detto sono state svolte utilizzando un programma per la verifica a presso-flessione deviata di sezioni in cemento armato (normale o precompresso) che è stato modificato all'uopo.

In particolare il programma utilizzato (si veda [2]) presuppone che siano valide le ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta congruenza tra sezione preesistente in calcestruzzo armato e rinforzo.

Mentre la prima ipotesi può essere facilmente giustificata osservando che all'incirca il 99% dell'area della sezione è pur sempre composto da calcestruzzo, la seconda ipotesi è valida solo se lo spessore della colla interposta tra laminato e calcestruzzo è piccolo. Questa tecnologia prevede infatti dapprima una stuccatura che renda la superficie da placcare perfettamente piana, seguita dall'operazione di incollaggio, eseguita con strati molto sottili di colla (resina) stesi con rulli da imbianchino.

La correzione apportata al programma consiste essenzialmente nel rendere quest'ultimo in grado di considerare correttamente la fase del placcaggio, che avviene con la trave sotto carico. A tale proposito il bollettino fib N°14 [3] suggerisce di analizzare il comportamento della sezione risanata trattandola come se fosse tale (cioè comprensiva del rinforzo) fin dalla sua costituzione, salvo assumere che il rinforzo possieda una distorsione impressa pari alla deformazione presente nel calcestruzzo (nei punti dove viene applicato il rinforzo) all'atto della posa in opera del rinforzo, cambiata di segno. Si può dimostrare che questo approccio è esatto, qualunque sia la legge costitutiva dei materiali e qualunque sia il livello di sollecitazione presente nella struttura durante le operazioni di placcaggio.

Il programma lavora quindi in tre fasi successive: nella prima calcola l'evoluzione dello stato di sollecitazione e deformazione precedente all'operazione di rinforzo, nel secondo calcola lo stato di deformazione della sezione all'atto dell'applicazione del placcaggio (e determina quindi la distorsione da assegnare al rinforzo), mentre nella terza calcola l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo posteriore al placcaggio.

La validazione del modello numerico è stata effettuata simulando le prove sperimentali eseguite da Sway et al. [4], Duthinh et al. [5], Shahawy et al. [6], Okeil et al. [7], Maalej et al. [8], Kurtz et al. [9], Nguyen et al. [10], Sharif et al. [11], Rahimi et al. [12], David et al. [13], Grace et al. [14], Ritchie et al. [15], per un totale di 123 esperimenti, di cui però 37 mostrano problemi di delaminazione (ripping-off, peeling-off, ecc.), 16 travi vanno in crisi per taglio, mentre per altre 6 gli autori dichiarano crisi di tipo ibrido taglio/flessione. Rimangono 64 travi

di cui 46 sono placcate, mentre le rimanenti 18 sono "control beams" ovvero travi non rinforzate, utilizzate per poter valutare sperimentalmente l'incremento di capacità resistente ottenuto con il placcaggio.

I valori adottati per le resistenze dei materiali sono quelli dichiarati dagli sperimentatori, mentre per quanto riguarda le leggi costitutive si è adottata la parabola-rettangolo per il calcestruzzo, una legge elasto-incrudente per l'acciaio ed una legge di tipo elasto-fragile per i compositi.

La figura 1 riporta una sintesi dei risultati ottenuti. In essa l'ascissa descrive il rapporto meccanico di rinforzo (indice f) $\omega_f = f_r \cdot A_f / (f_c \cdot A_c)$ (dove f_r ed f_c sono le resistenze dichiarate dagli sperimentatori), mentre l'ordinata misura la differenza percentuale tra la capacità resistente flessionale misurata sperimentalmente e quella calcolata con il programma di calcolo automatico. I valori sull'asse delle ordinate (ovvero per rapporto meccanico di rinforzo nullo) corrispondono ai risultati relativi alle 18 "control beams". I risultati sono raggruppati per tipo di materiale utilizzato per il rinforzo. L'errore medio delle 64 simulazioni numeriche è risultato essere pari al 3.67%, con una deviazione standard del 2.12%.

Questo confronto permette anche di controllare l'influenza esercitata dello spessore della colla sulla precisione risultati ottenuti. La figura 2 riporta questo confronto per le sole 21 travi per cui lo spessore è espressamente dichiarato dagli sperimentatori. Dall'esame di questa figura appare evidente la sostanziale indipendenza del risultato da questo parametro, il che avvalorava l'ipotesi di perfetta congruenza tra sezione preesistente in calcestruzzo armato e rinforzo, adottata per la realizzazione del modello numerico. Ciò ovviamente non significa che lo spessore e le caratteristiche meccaniche della colla non siano essenziali per una corretta applicazione di questa tecnologia, ma soltanto che si esclude a priori l'eventualità che si verificano problemi di delaminazione, ciò che ha reso necessario scartare ben 37 prove sperimentali per le quali la crisi è riconducibile a problemi di questo tipo.

La figura 2 mostra poi che lo spessore della colla adottato nelle prove sperimentali analizzate non supera i 2 mm se il placcaggio è effettuato utilizzando compositi.

La figura 3 mostra invece la differenza riscontrata tra capacità resistente ultima (flessionale) numerica e sperimentale in relazione alla presenza o meno di un rinforzo a

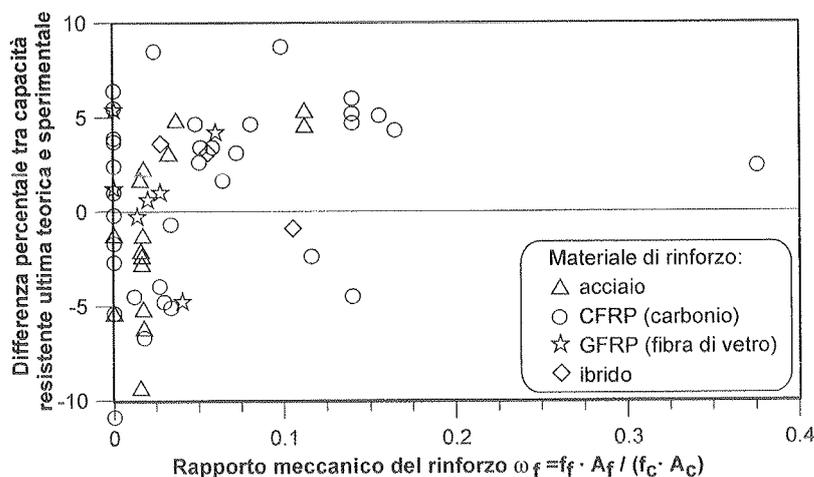


Figura 1 – Confronto tra la capacità resistente ultima numerica e sperimentale.

taglio, ottenuto avvolgendo l'anima della trave con tessuti monodirezionali (con le fibre orientate ortogonalmente all'asse della trave) o multidirezionali. Almeno per i casi esaminati si può affermare l'indipendenza del risultato da questo parametro.

I risultati ottenuti permettono di attribuire un buon livello di fiducia al modello matematico adottato e quindi alla successiva analisi parametrica.

3. L'ANALISI PARAMETRICA

L'analisi parametrica è stata effettuata adottando un composito di carbonio poiché è questo il materiale ad oggi generalmente utilizzato sia in Italia, sia all'estero.

Va comunque precisato che parlare genericamente di carbonio significa avere a disposizione una vasta gamma di prodotti dalle resistenze e dai moduli elastici notevolmente diversi gli uni dagli altri. E' stato quindi necessario scegliere un prodotto commerciale. Il prodotto adottato è il Mapewrap C uni-ax 300, ovvero un tessuto monodirezionale in carbonio ad alta resistenza, che ha resistenza a trazione >4800 Mpa e modulo elastico a trazione di 230 GPa. Si tenga comunque presente che questo materiale viene impiegato nelle simulazioni nel quantitativo necessario in relazione ai rapporti meccanici tra le armature tese previsti. Non vengono quindi prese in considerazione le sezioni commerciali disponibili a catalogo.

Le simulazioni sono state effettuate su travi con sezione a T, le cui dimensioni sono riportate in figura 4. La sezione in questione è sufficientemente alta da poter considerare poco influente l'altezza del copriferro. Inoltre il comportamento in condizioni di crisi incipiente di questa sezione è ragionevolmente simile a quello di una sezione rettangolare.

Nell'analisi parametrica si fanno variare:

- resistenza del calcestruzzo
- tipo di acciaio
- percentuale geometrica d'armatura
- livello di carico presente all'atto del placcaggio
- quantitativo di carbonio impiegato

Così facendo si intende fornire un ampio quadro dell'incremento di capacità resistente flessionale e quindi un'indicazione del rapporto costi-benefici. L'adozione di parametri adimensionalizzati permette di generalizzare i risultati, ottenuti con la fibra di carbonio di cui si è già detto, a tutti i materiali disponibili sul mercato di caratteristiche meccaniche simili a questa.

Le travi sono realizzate con due tipi di calcestruzzo: classe C20 e C50 per i quali, seguendo il dettato dell'Eurocodice 2 [16], si ottengono rispettivamente le resistenze di calcolo 11.33 Mpa e 28.33 Mpa.

Il tipo di acciaio impiegato per l'armatura della trave dipende dal tipo di calcestruzzo con cui questa è realizzata. Se il calcestruzzo è di classe C20, la trave è armata con acciaio FeB32k in barre tonde lisce ($f_{yd} = 273.9 \text{ N/mm}^2$, $f_{sd} = 426.1 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{su} = 0.23$, conformemente a [17] e [16]) oppure con

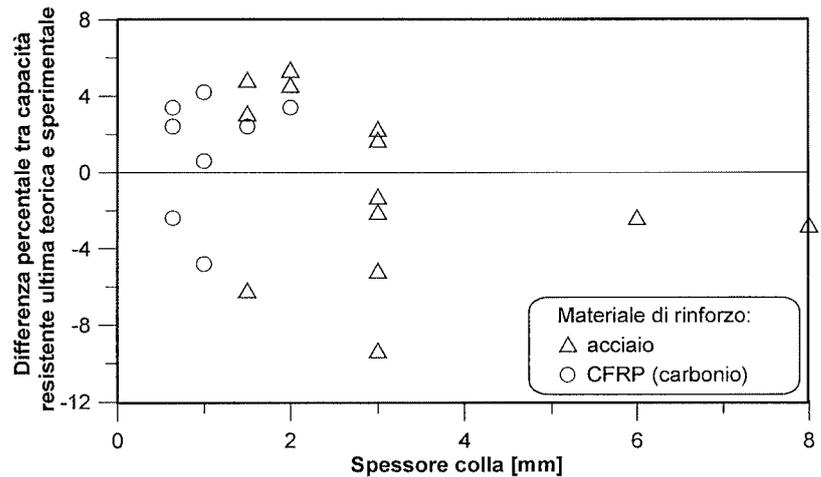


Figura 2 – Influenza dello spessore della colla.

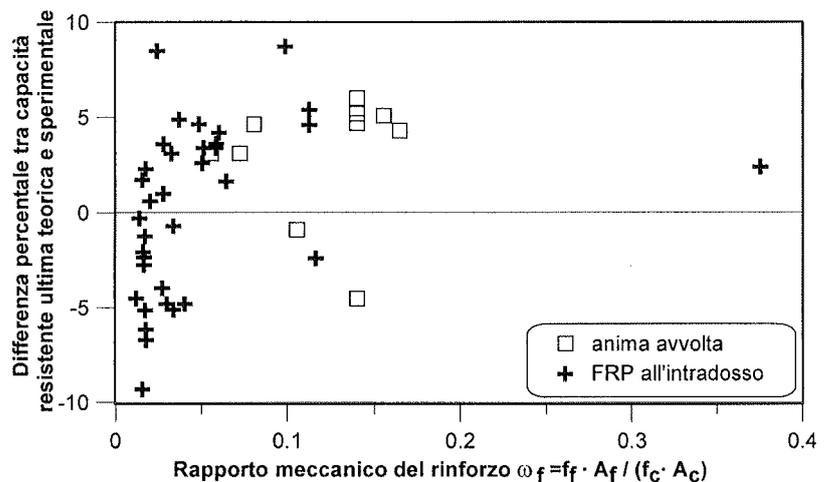


Figura 3 – Influenza della presenza di una fasciatura.

acciaio FeB500 ad aderenza migliorata ($f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$, $f_{sd} = 478.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{su} = 0.12$, conformemente a [18] e [16]). Per travi in calcestruzzo C50, l'armatura è in acciaio FeB500.

Le travi con calcestruzzo C20 ed acciaio FeB32k vogliono simulare il caso di sezioni reali costruite negli anni '50, mentre gli altri casi si riferiscono a strutture molto più recenti.

I rapporti geometrici d'armatura $\rho_s = A_s / A_c$ trattati sono:

- per acciaio FeB32k, $\rho_s = 0.0025; 0.005; 0.01; 0.02; 0.04$.
- per acciaio FeB500, $\rho_s = 0.0015; 0.005; 0.01; 0.02; 0.04$.

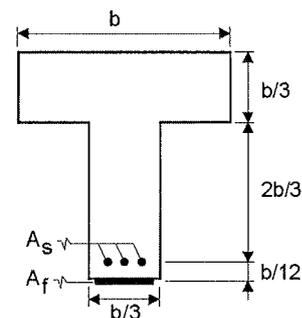


Figura 4 – Geometria della sezione.

L'area A_s ottenuta dalle suddette percentuali, può non corrispondere ad alcun diametro commerciale.

Del rinforzo di carbonio si è già parlato. Resta da definire il coefficiente di sicurezza γ_f . A questo è stato assegnato il valore 1.35 così come suggerito in [3] per applicazioni di sistemi "wet lay-up" in condizioni di normale controllo di qualità e per applicazioni relative a tutti gli altri sistemi in condizioni sfavorevoli (per un quadro normativo si veda [19]).

Per il rapporto meccanico tra le armature tese si è scelto di assumere $\omega^* = f_{td} A_f / (f_{yd} A_s) = 0.5, 1.0, 2.0$.

Come ben noto, nella realtà progettuale, sulle travi da rinforzare gravano i carichi permanenti. Il conseguente stato di sollecitazione può essere ridotto forzando dei puntelli sotto la trave, prima del placcaggio. Tuttavia, così facendo diventa impossibile disporre strisce di materiale composito lunghe quanto l'intero sviluppo di una luce (con tutte le problematiche conseguenti), sicché questo sistema non viene utilizzato frequentemente. In ogni caso l'analisi parametrica permetterà di giudicarne l'efficacia. In essa infatti si considerano diversi valori per il rapporto $M^*/M_{u,np}$ (ovvero $M^*/M_{u,np} = 0, 0.15, 0.30, 0.45, 0.60$) dove M^* è il momento all'atto dell'applicazione del rinforzo e $M_{u,np}$ è il momento resistente ultimo della sezione non placcata.

I risultati dell'analisi parametrica sono stati dapprima diagrammati in 9 disegni di cui le figure 5 e 6 sono un campione rappresentativo.

La prima circostanza che appare evidente è che l'effetto del placcaggio è tanto maggiore quanto più l'armatura della sezione è ridotta, considerazione peraltro ovvia. Nondimeno può essere interessante vedere quali siano gli incrementi di capacità resistente ottenuti nelle simulazioni eseguite. Questi sono tutti riportati nella figura 7, che descrive anche il tipo di crisi in relazione al rapporto meccanico d'armatura ω_s ed al rapporto meccanico tra le armature tese ω^* . Per valori di ω_s inferiori a 0.1 la crisi avviene lato carboni, per ω_s superiori a 0.2 la crisi avviene lato calcestruzzo compresso, mentre nella zona di transizione la modalità di crisi è dettata dal quantitativo di carbonio applicato (ovvero da ω^*). Considerazioni simili a quelle ora sinteticamente esposte erano

già state fatte da An et al. [20].

Le figure 5, 6 e 7 evidenziano altri aspetti di rilievo. In primo luogo le figure mostrano l'influenza esercitata dal livello di sollecitazione presente all'atto del placcaggio (M^*) sul valore della capacità resistente ultima della sezione rinforzata.

Se la crisi avviene lato carbonio, la capacità resistente della sezione rinforzata risulta essere del tutto indipendente da M^* (diagrammi per piccoli valori di ρ_s nelle figure 5 e 6). In questo caso la risultante delle trazioni è invariante con M^* poiché l'armatura ordinaria è ampiamente snervata (i diagrammi momento-curvatura presentano il tipico gomito ben prima che si raggiunga la curvatura ultima). Inoltre, le curve ultime sono grandi, sicché anche il braccio della coppia interna non risente del valore di M^* .

Il valore di M^* influisce invece sul valore della capacità resistente ultima della sezione rinforzata se la crisi avviene lato calcestruzzo compresso. Tuttavia quest'influenza sembra essere poco marcata. Per ottenere indicazioni più precise si può fare riferimento a figura 8, che contempla tutte le simulazioni effettuate. In essa si può notare come, al crescere del livello di impegno statico della sezione all'atto del placcaggio cresca anche la sua influenza sulla capacità resistente ultima della sezione rinforzata. Tuttavia figura 8 mostra che l'errore massimo che si commetterebbe trascurando la presenza di M^* non supera mai il 5%, almeno nelle simulazioni qui considerate.

Sempre con riferimento alle figure 5 e 6 è poi possibile fare alcune considerazioni sul comportamento in esercizio.

In primo luogo va osservato che l'incremento di rigidità della trave è di poco conto. Il quantitativo di carbonio impiegato è comunque piccolo per cui, nonostante l'elevato modulo elastico, la sua influenza sulla rigidità della sezione è ridotta.

Fissando poi l'attenzione sulle sezioni che hanno basso rapporto geometrico d'armatura ρ_s , ovvero le uniche realmente interessanti per l'applicazione di questa tecnologia, appare evidente che l'incremento del momento corrispondente allo snervamento dell'armatura ordinaria, prodotto dall'operazione

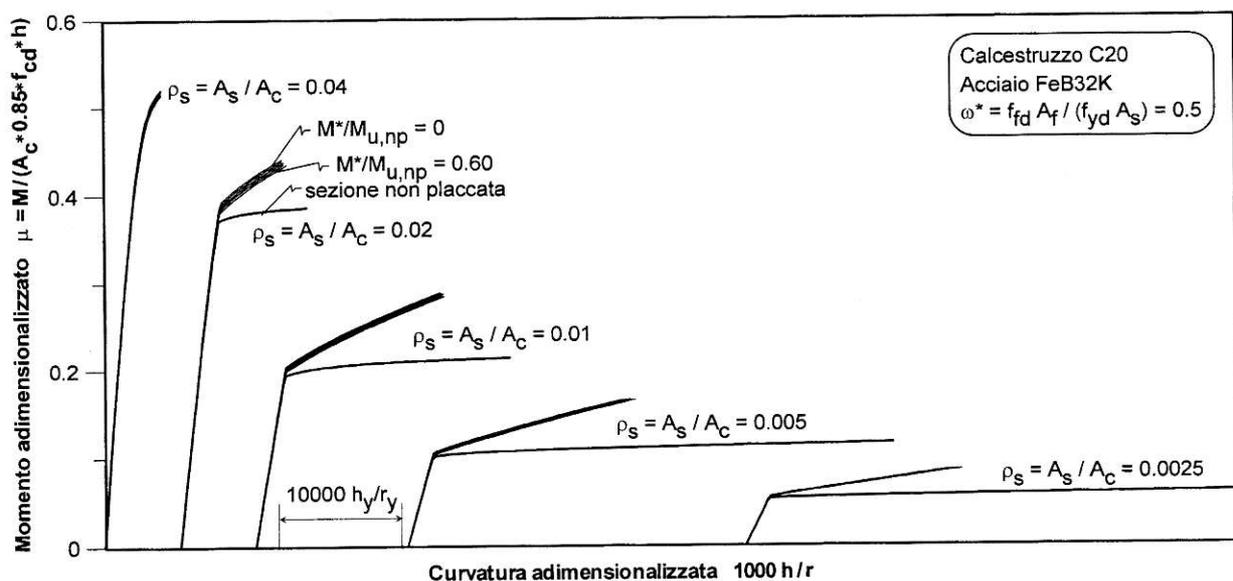


Figura 5 – Diagrammi momento-curvatura. Calcestruzzo di classe C20, $\omega^*=0.5$.

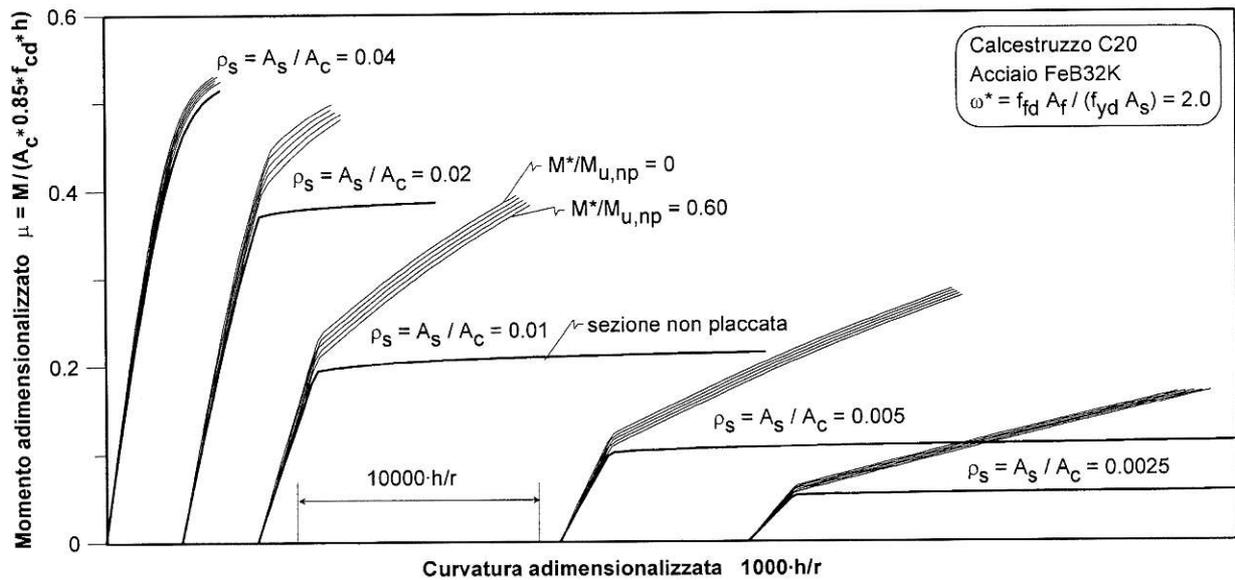


Figura 6 – Diagrammi momento-curvatura. Calcestruzzo di classe C20, $\omega^*=2.0$.

di placcaggio, è comunque nettamente minore rispetto all'incremento della capacità resistente. Nondimeno, il marcato incremento della resistenza ultima permette di alzare anche la soglia del carico massimo di esercizio, pur di rimanere con quest'ultimo nella zona precedente allo snervamento delle barre d'acciaio (gomito dei diagrammi momento-curvatura) e di non avere problemi di fatica. Ciò peraltro si paga con un incremento delle curvature, ovvero dell'ampiezza delle fessure e delle frecce della trave in esercizio. Questo comportamento, che deve essere ben chiaro al progettista, è del tutto comprensibile ricordando che la variazione di geometria della sezione prodotta dall'operazione di placcaggio è risibile.

Da ultimo va rimarcato che il comportamento globale delle sezioni placcate è di tipo marcatamente elasto-incrudente. Un comportamento di questo tipo è addirittura preferibile ad un comportamento globale (diagramma momento-curvatura) della sezione di tipo elastico-perfettamente plastico se l'elemento strutturale è vincolato isostaticamente, giacché come ben noto la distribuzione delle azioni interne in questi elementi è governato da sole equazioni di equilibrio. In questo caso, lo snervamento dell'armatura in acciaio, cui segue uno spiccato incremento della deformabilità locale dell'elemento strutturale, segnala uno stato di sofferenza, pur in presenza di notevoli risorse resistenti residue. Al contrario, in una classica trave armata con sole barre in acciaio la soglia dello snervamento dell'armatura tesa è molto prossima alla crisi. Tuttavia, nel caso di strutture iperstatiche i ben noti teoremi dell'analisi limite non si applicano, ed il problema dell'effetto della redistribuzione risulta dominabile con difficoltà, sicché l'affidabilità di un approccio basato su un'analisi strutturale di tipo elastico lineare, come avviene correntemente nella pratica professionale, necessita a tutt'oggi di un

approfondimento.

4. CONCLUSIONI

L'analisi parametrica effettuata ha permesso di sottolineare alcuni aspetti, importanti per il progettista, connessi con l'adozione del placcaggio eseguito con composito di carbonio. Tra questi, quello che, almeno a giudizio dello scrivente, appare più sorprendente è la scarsa influenza esercitata dal livello di sollecitazione presente all'atto del placcaggio sul valore della capacità resistente ultima della sezione rinforzata, nonostante un comportamento di tipo elasto-fragile del rinforzo. Trascurare questo parametro significa accettare un errore che nel caso più sfavorevole non supera il 5% della capacità resistente ultima, ovvero un valore ingegneristicamente accettabile, minore del valore massimo accettato dall'Eurocodice 2 [16] per poter trascurare gli effetti

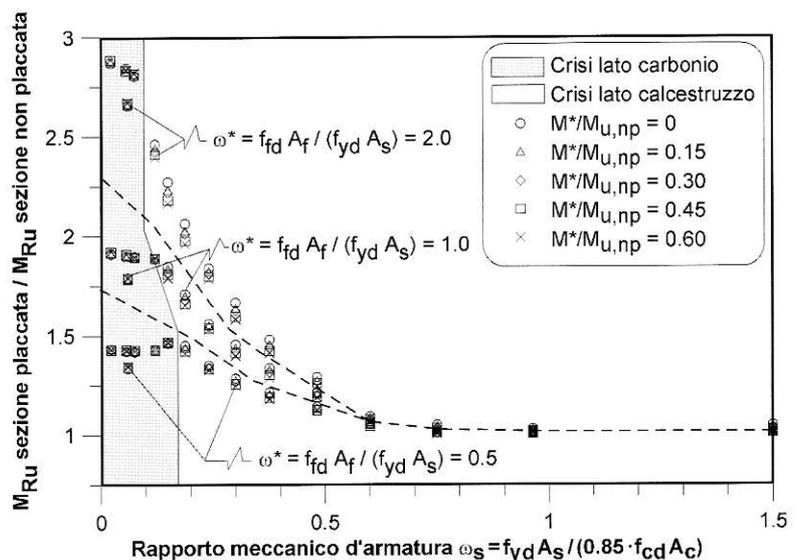


Figura 7 – Incremento della capacità resistente ultima in funzione di ω_s .

del secondo ordine in un pilastro. La tecnica della puntellazione forzata, eseguita precedentemente all'operazione di placcaggio, non appare in grado di fornire reali vantaggi.

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro di ricerca è stato finanziato dalla società MAPEI che l'autore ringrazia per la fattiva collaborazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Di Tommaso, U. Neubauer, A. Pantuso, F.S. Rostasy - 2001, Behavior of adhesively bonded concrete-CFRP joints at low and high temperatures, *Mechanics of Composite Materials*, Vol. 37, No. 4, 327-338.
- [2] M.A. PISANI - 1988, Considerazioni sulla risoluzione numerica del problema di presso-flessione di sezioni in c.a. e c.a.p., *Studi e Ricerche*, Vol.10, Italcementi Editrice, Bergamo, 357-373.
- [3] fib Bulletin 14 - 2001, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures, International Federation for Structural Concrete (fib), printed by Sprint-Digital-Druck, Stuttgart.
- [4] R. N. Swamy, R. Jones, J.W. Bloxham - 1987, Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates, *The Structural Engineer*, Vol. 65A, No. 2, 59-68.
- [5] D. Duthinh, M. Starnes - 2001, Strengthening and ductility of concrete beams reinforced with carbon fiber-reinforced polymer plates and steel, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, Issue 1, 59-69.
- [6] M. Shahawy, O. Chaallal, T.E. Beitelman, and A. El-Saad - 2001, Flexural strengthening with carbon fiber-reinforced polymer composites of preloaded full-scale girders, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, Issue 5, 735-742.
- [7] A.M. Okeil, S. El-Tawil, and M. Shahawy - 2001, Short term tensile strength of carbon fiber-reinforced polymer laminates for flexural strengthening of concrete girders, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, Issue 4, 470-478.
- [8] M.Maalej, Y. Bian. - 2001, Interfacial shear stress concentration in FRP-strengthened beams, *Composite Structures*, Vol. 54, Issue 4, 417-426.
- [9] S. Kurtz, P. Balaguru - 2001, Comparison of inorganic and organic matrices for strengthening of RC beams with carbon sheets." *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, Issue 1, 35-42.
- [10] D.M. Nguyen, T.K. Chan, H.K. Cheong - 2001, Brittle failure and bond development length of CFRP-concrete beams, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, Issue 1, 12-17.
- [11] A. Sharif, G.J. Al-Sulaimani, I.A. Basunbul, M.H. Baluch, B.N. Ghaleb - 1994, Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates, *ACI Structural Journal*, Vol. 91, Issue 2, 160-168.

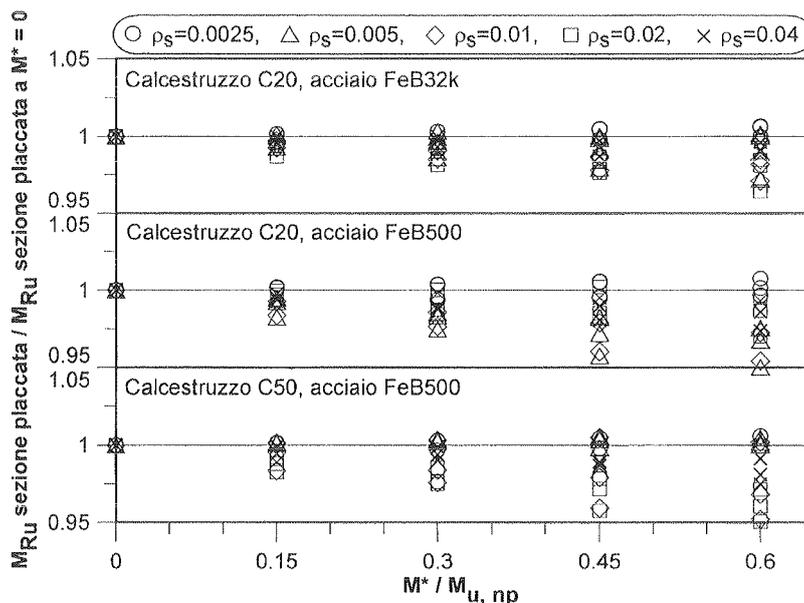


Figura 8 – Influenza di M^* sulla capacità resistente

- [12] H. Rahimi, A. Hutchinson - 2001, Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, Issue 1, 44-56.
- [13] E. David, C. Djelal, F. Buyle-Bodin - 1998, Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite materials" 2nd Int PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest.
- [14] N.F. Grace, G. Abdel-Sayed, W.F. Ragheb - 2002, Strengthening of concrete beams using innovative ductile fiber-reinforced polymer fabric, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, Issue 5, 692-700.
- [15] P.A. Ritchie, D.A. Thomas, L.W. Lu, G.M. Connelly - 1991, External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, Issue 4, 490-500.
- [16] CEN - 1991, Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1 : Regole generali e regole per gli edifici, UNI ENV 1992-1-1, UNI.
- [17] Ministero LL.PP. -1976 . Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, Decreto ministeriale 16/6/76, Istituto Poligrafico dello Stato.
- [18] CEE, Commissione di Coordinamento della Nomenclatura dei Prodotti Siderurgici - 1986, Acciaio per cemento armato non precompresso. Condizioni tecniche di fornitura, EURONORM 80-85, UNI.
- [19] L. De Lorenzi, A. La Tegola - 2003, FRP per il rinforzo strutturale. L'attuale panorama normativo, L'edilizia e l'industrializzazione, Anno XVII, N. 127, De Lettera Editore, Milano, 24-29.
- [20] Wei An, Hamid Saadatmanesh, Mohammed R. Ehsani - 1991, Beams strengthened with FRP plates. II: analysis and parametric study, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 11, 3434-3455.

IL VIADOTTO PIACENZA PER LA LINEA AD ALTA VELOCITÀ MILANO-BOLOGNA, UNA SOLUZIONE COSTRUTTIVA TECNOLOGICAMENTE AVANZATA CON UN SISTEMA DI PRECOMPRESSIONE INNOVATIVO

Cesare Prevedini¹, Fabrizio Averardi Ripari², Maja Della Vedova³

¹ Ingegnere Civile, Presidente Tensacciai Spa, Milano.

² Ingegnere Civile, Direttore Tecnico Tensacciai Spa, Roma.

³ Ingegnere Civile, Italferr Spa, Roma.

SOMMARIO

Situato sulla tratta Milano-Bologna della linea ad alta velocità, il viadotto si estende per oltre 5 Km con una sagoma armoniosa ed un equilibrato rapporto tra altezza pile e lunghezza campate. Il tempo molto limitato richiesto per la sua costruzione, insieme alla ricerca dell'alta qualità delle strutture, ha portato alla scelta di una soluzione tecnologicamente avanzata che prevede la prefabbricazione di 151 campate complete di lunghezza 33m e peso di circa 975 t e la loro movimentazione e varo con l'ausilio di attrezzature particolari. Per quest'opera è stato studiato ed applicato un sistema di post-compressione innovativo, che prevede il totale isolamento elettrico dei cavi dalla struttura circostante garantendo un altissimo livello di protezione contro la corrosione e di durabilità delle armature.

SUMMARY

Located along the stretch Milano-Bologna of the high-speed line, the bridge extends over 5 Km featuring harmonious shaping of the pier and deck complex. The limited construction time requested, together with the search for high quality standards structures, led to the choice of an advanced technology solution, which foresees construction of 151 full precast deck elements, 33m long and 975 t heavy, manufactured in a workshop on site, handled and launched using special equipment. For this structure an innovative post-tensioning system has been studied and applied, providing cables' total electrical isolation from surrounding structure. The adopted post-tensioning system guarantees a very high level of corrosion protection and tendons durability.

1. INTRODUZIONE

Il Viadotto Piacenza fa parte della serie di opere realizzate nell'area del fiume Po concepite con particolare attenzione all'aspetto estetico, alla qualità ed alla durabilità nel tempo.

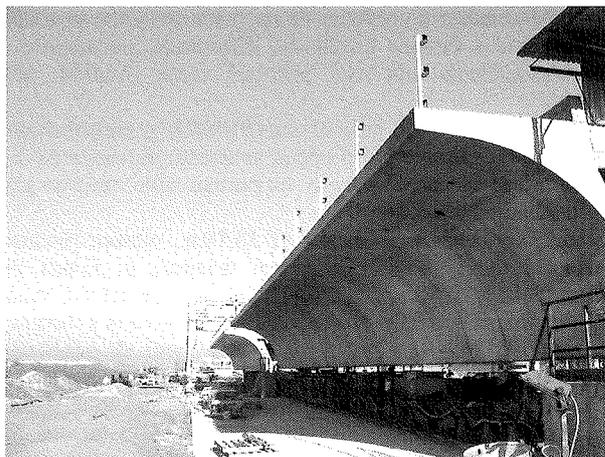
La lunghezza complessiva è di 5.070m. con raggio di curvatura minimo di 5.500m. e pendenza massima dell'1,2%.

Il viadotto è costituito da 151 campate isostatiche in c.a.p. da 33,10m. di luce e tre campate a struttura mista acciaio-clc, con sagoma simile ma di luce maggiore, in corrispondenza di attraversamenti stradali e ferroviari.

Le fondazioni sono costituite da plinti su 10-12 pali Ø 1200mm di lunghezza variabile da 25 a 35m.

Le pile sono costituite da due lame trasversali di 1,1m. di spessore, unite nella parte bassa e separate nella parte alta dove si allargano da 5 a 10m. per accogliere gli apparecchi di appoggio, senza interposizione di pulvino.

I vincoli sono costituiti da 6 apparecchi di appoggio per campata del tipo a calotta sferica in acciaio in teflon, specificatamente concepiti per gli impalcati per treni ad alta velocità, sulla base delle prescrizioni di ITALFERR S.p.A.



Sulla testata fissa sono disposti due appoggi fissi a cedevolezza controllata ed un appoggio multidirezionale, mentre sulla testata mobile sono disposti due appoggi multidirezionali ed un appoggio unidirezionale. Gli appoggi sono dimensionati per sopportare, oltre ai carichi di esercizio, la totalità dell'azione sismica sia trasversale che longitudinale, calcolata per zona sismica di 3° categoria.

Sulla sommità delle pile sono presenti anche ritegni sismici per azioni eccezionali costituiti da blocchi in c.a. e cuscini in neoprene.

I giunti tra le campate sono realizzati con profili in elastomero armato ed acciaio inox e sono specificatamente realizzati per gli impalcati per treni ad alta velocità con armamento su ballast.

Completeranno l'opera pannelli antirumore o parapetti di forma curvilinea appositamente concepiti e realizzati per inserirsi armoniosamente nella struttura.

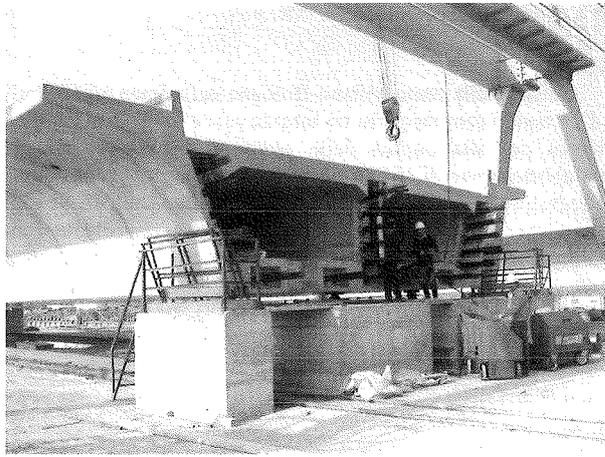
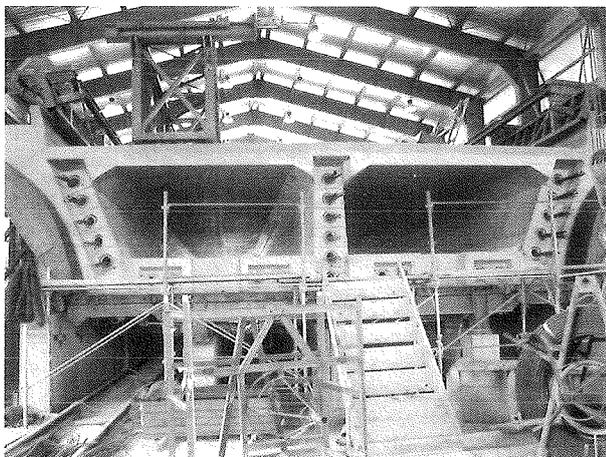
Particolare attenzione è stata prestata alla geometria interna del cassone per facilitare, sfruttando l'assenza dei diaframmi di testata, lo sfilaggio dei casseri interni.

L'assenza dei diaframmi ha peraltro comportato un considerevole aumento dell'armatura ordinaria necessaria per assorbire gli sforzi locali dovuti a perdite di forma, reazioni concentrate degli appoggi e del sistema di sollevamento, fenomeni di bursting and spalling dietro le testate di ancoraggio ecc.

E' stato quindi necessario curare il getto e la vibrazione del calcestruzzo, particolarmente in corrispondenza delle zone ad elevata densità di armature.

I paramenti principali della struttura per m2 di superficie di soletta sono i seguenti:

- volume cls (Rck=45 MPa):	0,84 m3/m2
- peso armatura ordinaria (Feb44k):	138 kg/m2
- peso armatura di post-tensione:	32 kg/m2



2. IMPALCATO

Ogni campata è costituita da un unico monolite in c.a.p. con sezione a cassone bicellulare, fortemente precompresso longitudinalmente con cavi post-tesi come illustrato nel seguito.

Ogni monolite, del peso di circa 9750KN, è prefabbricato in uno stabilimento a piè d'opera, sollevato, movimentato e, dopo un periodo di stoccaggio, trasportato sulle campate già realizzate e varato in opera.

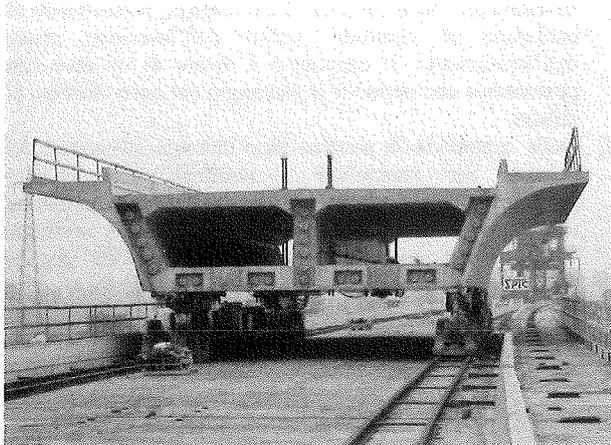
Il manufatto ha lunghezza di 33,10m., altezza (esclusi paraballast) di 2,80m. e larghezza massima in soletta di 14,02m. ed in contro-soletta di 8,00m. Le pareti laterali sono curvate verso l'esterno e si raccordano con la soletta a formare i marciapiedi di servizio, di circa due metri di larghezza ciascuno. Lo spessore minimo delle anime è di 40 cm., lo spessore medio della soletta è di 37 cm. mentre lo spessore della contro-soletta è di 30 cm., con rinforzo a 60 cm. in corrispondenza delle testate.

3. PREFABBRICAZIONE E VARO

3.1 La realizzazione dei monoliti avviene interamente in un apposito stabilimento, in prossimità della spalla lato Bologna del viadotto, dotato di due linee di produzione che consentono di completare complessivamente due manufatti per settimana lavorativa. La sequenza delle operazioni di prefabbricazione, per ogni linea di produzione, è la seguente:

- prefabbricazione su dima, in apposita area coperta, dell'intera gabbia d'armatura ad esclusione di quella di soletta; posizionamento nella gabbia delle guaine in PEAD e loro fissaggio con elementi in plastica per evitare danneggiamenti e perdita dell'isolamento; posizionamento degli elementi di ripartizione in ghisa, completi di cono interno dielettrico collegato alle guaine con manicotti termoretraibili; infilaggio trefoli con spingitrefolo. Tempo totale: circa tre giorni lavorativi.

- Traslazione dell'intera gabbia mediante carroponte e suo posizionamento nel cassero metallico autovibrante, situato in un'area coperta adiacente; realizzazione dell'armatura di soletta e posizionamento di tutti gli inserti; montaggio delle testate del cassero. Tempo totale circa due giorni lavorativi.
- Getto della controsoletta (slump S5) con motopompa a partire dall'anima centrale; a seguire getto delle anime laterali con seconda motopompa ed infine, con entrambe, getto della soletta e dei cordoli parabolast. Tempo totale circa un giorno lavorativo.
- Rimozione del cassero interno, dopo circa 12 ore dal completamento del getto, e sua traslazione nell'area di deposito esterna.
- Messa in tensione di tutti i cavi, con martinetti multitrefolo, al 50% della forza di precompressione iniziale, dopo circa 36 ore dal completamento del getto e comunque al raggiungimento di una resistenza minima $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$.
- Apertura del fondo cassero in corrispondenza delle estremità delle anime esterne, sollevamento del manufatto con martinetti idraulici su carrelli e rilascio del cassero.

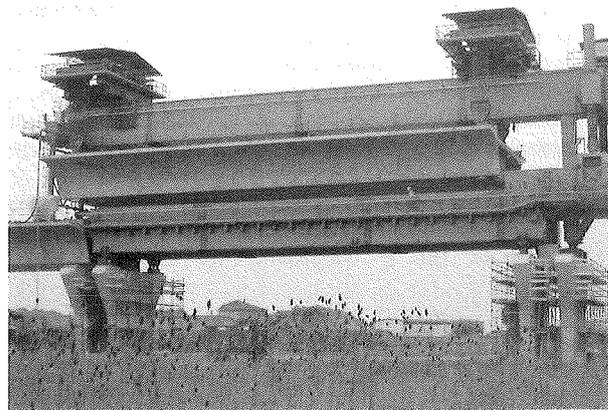


- Traslazione del monolite con gli stessi carrelli su rotaie fino all'area esterna di stoccaggio attrezzata con muretti trasversali di appoggio provvisorio che consentono il passaggio dei carrelli.
- Messa in tensione di tutti i cavi, con martinetti multitrefolo, al 100% della forza di precompressione iniziale, dopo circa 60 ore dal completamento del getto e comunque al raggiungimento di una resistenza minima $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$.
- Taglio delle fruste, montaggio dei cappellotti metallici d'iniezione con all'interno già predisposti i cappucci dielettrici in polietilene traslucido completi di connessione elettrica al cavo; iniezione sottovuoto delle guaine e dei cappucci con malta di cemento additivata.
- Smontaggio dei cappellotti d'iniezione metallici ed esecuzione delle connessioni elettriche alle scatole portacontatti.

- Montaggio degli apparecchi di appoggio definitivi, collegati alla controsoletta con contropiastre metalliche e perni d'impegno ove previsti.

3.2 Dopo il completamento di tutte le fasi precedentemente descritte, i monoliti restano nell'area di stoccaggio, pronti per il trasporto ed il varo.

- Il trasporto avviene mediante un apposito carrello elettroidraulico dotato di 24 coppie di ruote e di 12 martinetti idraulici di sollevamento. Il carrello consente una velocità media di circa 1 Km/h, viaggiando su un doppio binario disposto a partire dallo stabilimento lungo la parte di viadotto già realizzata.
- Il varo avviene mediante un'attrezzatura metallica, del peso complessivo di circa 800t, costituita da una travatura superiore con gli organi di sollevamento e da una travatura inferiore per l'appoggio temporaneo dell'elemento da varare. La sequenza di varo richiede circa otto ore dall'arrivo dell'elemento da varare.



4. POST-TENSIONE

La precompressione dei monoliti è realizzata mediante 24 cavi post-tesi TENSACCIAI MTAID di cui 15 da 19 trefoli 0,6", disposti nelle tre anime con andamento parabolico, e 9 da 12 trefoli 0,6", disposti nella controsoletta con andamento rettilineo.

L'acciaio utilizzato è di classe $f_{pk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$, a basso rilassamento, certificato e qualificato secondo D.M. 09/01/1996; la sezione nominale dei trefoli è di 139 mm² con massa lineica di 1,09 Kg/m (tolleranza 0/+4%).

La forza di precompressione iniziale totale è di 76.205 KN, applicata in due fasi come precedentemente descritto, corrispondente ad una tensione iniziale pari al 75% della tensione di rottura dei trefoli.

Il sistema di precompressione da utilizzare doveva rispondere, tra gli altri, a tre requisiti fondamentali:

- garantire il massimo grado di protezione dei cavi, impedendo ogni fenomeno di corrosione;
- consentire il controllo nel tempo dell'integrità della protezione, con metodi non distruttivi;
- garantire la diffusione degli sforzi nel calcestruzzo delle zone di testata, in presenza di una disposizione estremamente concentrata degli ancoraggi.

4.1 Per soddisfare i primi due requisiti, si è deciso di adottare un sistema di post-tensione "dielettrico".

In un sistema di questo genere l'intero fascio di trefoli ed il suo complesso di bloccaggio, nonché la malta di iniezione, sono contenuti in un condotto completamente stagno ed isolato elettricamente rispetto all'ambiente circostante.

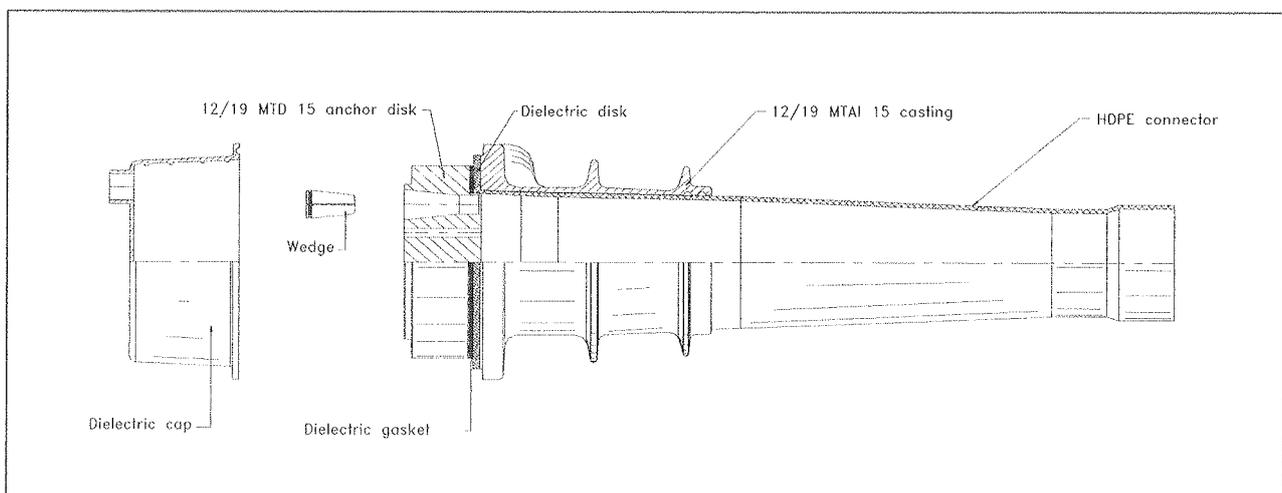
I principali vantaggi del sistema sono i seguenti:

- protezione dei trefoli dalla corrosione provocata da fenomeni elettrochimici, in particolare in presenza di correnti vaganti, grazie all'isolamento elettrico dei trefoli dal resto della struttura (valori di riferimento a 28gg dall'iniezione: $R \geq 9,1K\Omega$ per cavi da 19trefoli e $R \geq 12,1K\Omega$ per cavi da 12 trefoli).
- Protezione dei trefoli dalla corrosione provocata da fenomeni di ossidazione ed attacco da cloruri, grazie all'impermeabilità dei condotti ed alla possibilità di realizzare una vera iniezione sottovuoto, garantendo il perfetto riempimento delle guaine (valore di riferimento per il vuoto 200/350 millibar durante l'iniezione).
- Possibilità di controllo dell'integrità della protezione mediante semplici misure di resistenza elettrica tra cavi e gabbia di armatura ordinaria, da effettuarsi, in qualsiasi momento della vita della struttura, tramite le contattiere predisposte all'interno del cassone.
- Riduzione delle perdite per attrito, grazie all'uso di guaine in PEAD (PT-Plus) appositamente concepite (valore di riferimento per il coefficiente di attrito in linea $f \leq 0,14$).

Il sistema, illustrato in figura 1, differisce da un sistema tradizionale per i seguenti elementi:

- Le guaine sono costituite da tubi in PEAD, con corrugazioni circolari intermittenti, appositamente realizzati per garantire l'aderenza del cavo al calcestruzzo e contemporaneamente il suo isolamento elettrico. Le caratteristiche chimico-fisiche delle guaine sono definite nel documento FIB riportato in bibliografia [10]. L'assemblaggio dei tronchi di guaina avviene per termosaldatura testa a testa, mentre la connessione al controcono dell'ancoraggio avviene con manicotto termoretraibile ed apposita guarnizione ermetica. Anche i raccordi di iniezione e sfiato sono realizzati in maniera da impedire ogni contatto con la struttura circostante.
- Gli ancoraggi, all'interno dell'elemento di diffusione in ghisa, dispongono di un controcono in PEAD che ne impedisce il contatto con il fascio dei trefoli. Tra il piattello che supporta i morsetti di bloccaggio e la testa dell'elemento di diffusione è interposto un disco in speciale resina dielettrica capace di assicurare l'isolamento fino a pressioni di 230 N/mm². Al piattello è fissato un cavo elettrico, con sezione di sei mm², per le misure di resistenza elettrica.
- Un cappuccio in polietilene traslucido circonda il piattello con le fruste dei trefoli e lo isola dalla malta di riempimento della cassetta di ancoraggio, permettendo al contempo il controllo visivo dell'iniezione prima dell'intasamento. Il cappuccio è dotato di un foro con guarnizione che permette il passaggio del cavo elettrico di misura.
- Delle contattiere in plastica sono disposte all'interno del cassone per raccogliere i terminali dei cablaggi provenienti da tutte le testate di precompressione mentre una piastrina di contatto collegata alla gabbia ordinaria costituisce il secondo punto di connessione per le misurazioni.

FIG.1: SISTEMA TENSACCIAI MTAID



Nel caso in questione, tutte le operazioni di assemblaggio guaine, infilaggio, messa in tensione, iniezione sottovuoto e finitura sono state eseguite dalla Tensacciai S.p.A., direttamente associata nella realizzazione dell'opera, sotto la direzione del Geom. Alberto Gatti.

Il sistema di precompressione utilizzato è stato depositato presso il Consiglio Superiore dei LL.PP. ai sensi del D.M. 9.1.1996 e Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996.

4.2 Il terzo requisito è dettato dall'esigenza di disporre cinque cavi da 19 trefoli in ogni anima; di conseguenza è necessario trasferire uno sforzo di precompressione di 3.684 KN in una superficie di larghezza minima 50 cm ad interasse 34 cm, tenendo conto inoltre di un copriferro minimo di 3 cm.

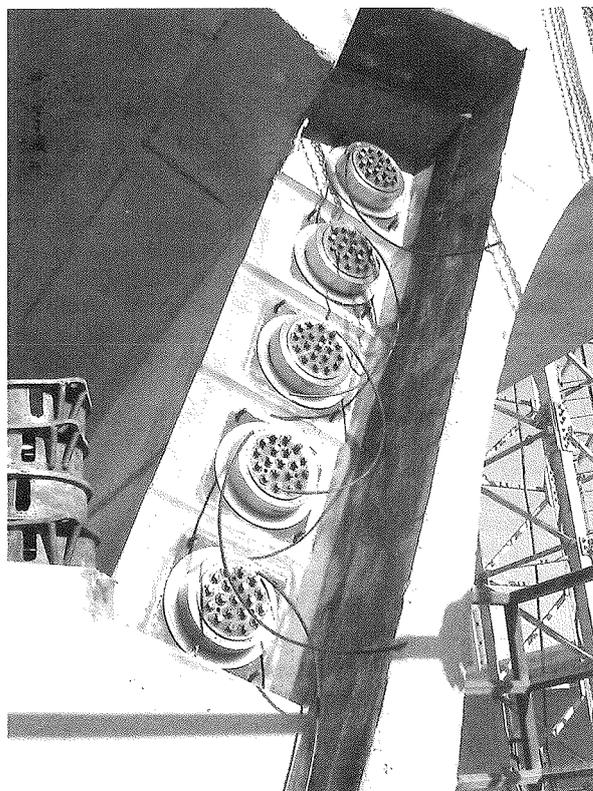
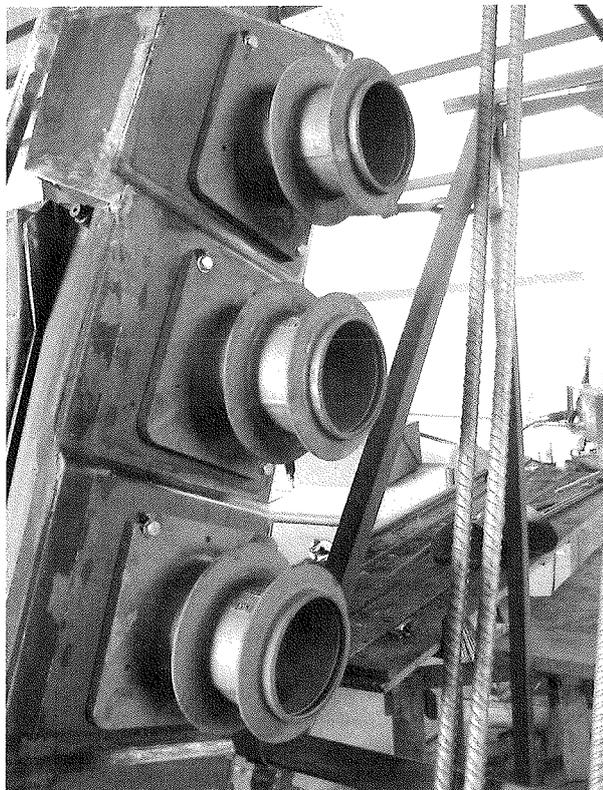
Questa condizione non rientra nelle prescrizioni usuali dei sistemi di precompressione ed è stato quindi necessario uno studio approfondito dei fenomeni di trazione localizzata a tergo delle testate di precompressione (bursting e spalling), per definire le necessarie armature di rinforzo aggiuntive.

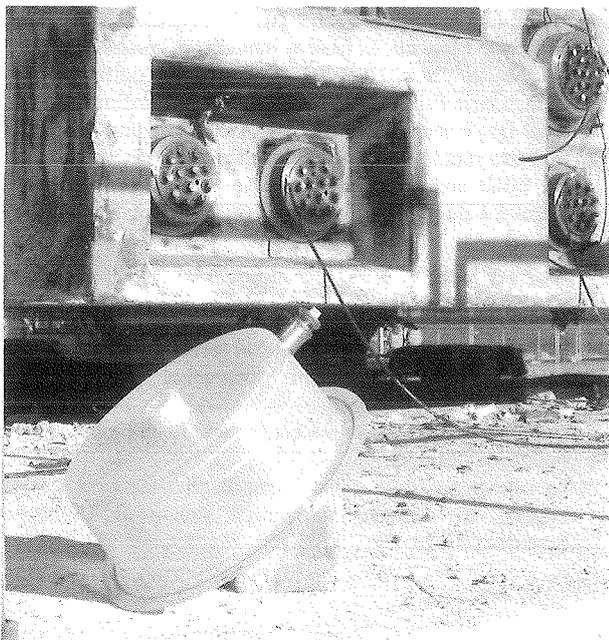
Lo studio è stato eseguito con la consulenza del Prof. Giuseppe Mancini, in base ai modelli di calcolo proposti dal Model Code CEB-FIP 1990, ed ha portato ad un affinamento del progetto delle armature di rinforzo locale. A tal fine è stata realizzata una serie di elementi prismatici di prova rappresentativi della situazione reale, su ciascuno dei quali sono stati disposti due cavi di post-tensione, identici a quelli effettivamente utilizzati, con interasse 34 cm.

Si è verificato che, con l'aumento della resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto della tesatura (dal valore usuale di 30MPa a 40MPa) e con l'incremento dell'armatura di rinforzo locale, si sarebbe potuta ottenere l'assenza di fessurazioni localizzate attorno agli apparecchi di ancoraggio.

Questo risultato è stato poi confermato nella produzione a regime dei manufatti.

La nuova possibile disposizione degli ancoraggi è stata oggetto di deposito integrativo presso il Consiglio Superiore dei LL.PP.





5. CONTROLLI DIELETTRICI

I cavi di precompressione contribuiscono in modo decisivo alle prestazioni in esercizio, alla sicurezza ed alla durabilità delle strutture in cemento armato precompresso, in particolar modo ponti stradali e ferroviari.

Sin dall'inizio dello sviluppo di questa tecnologia, la ricerca di una protezione ottimale contro la corrosione è stata una priorità: i cloruri contenuti nell'acqua possono, in assenza di una adeguata protezione, penetrare nei punti deboli delle strutture come giunti e dispositivi di drenaggio, raggiungere i cavi e corrodere le guaine metalliche e l'acciaio di precompressione.

Inoltre, non esiste una tecnica certa di indagine non distruttiva che sia in grado di fornire informazioni affidabili sul livello di protezione contro la corrosione dei cavi di precompressione.

In diversi paesi del mondo, prima fra tutti la Svizzera, si sta cercando di tradurre questa esigenza di durabilità in apposite Linee Guida.

Nella Direttiva svizzera [11] di recente pubblicazione viene fatto esplicito riferimento all'uso di cavi elettricamente isolati e guaine in plastica con iniezione di cemento, per i vantaggi che tale soluzione comporta come esposto nel paragrafo precedente.

In Italia, per sperimentare tale nuovo sistema di protezione dei cavi di precompressione beneficiando dell'incremento di durabilità degli elementi strutturali e della possibilità di monitoraggio a lungo termine, si è adottata questa tecnologia, come prima applicazione, nel Viadotto Piacenza e successivamente in alcuni altri viadotti dell'AV ferroviaria.

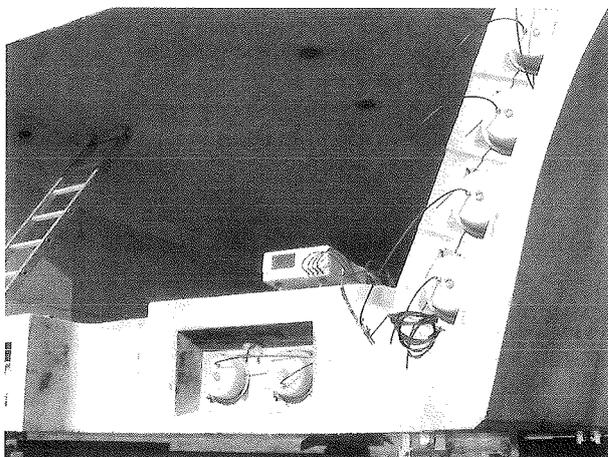
L'utilizzo delle guaine in PEAD è avvenuto in conformità alle Raccomandazioni FIB [10]: preliminarmente alla realizzazione del primo impalcato con il sistema di precompressione innovativo, sono state raccolte le certificazioni della guaina (PT-Plus) e sono state realizzate

delle travi prototipo per verificare ciascuna fase (montaggio dell'armatura, getto del calcestruzzo, tesatura ed iniezione dei cavi) con i criteri del System Approval Testing delle Raccomandazioni FIB citate.

Successivamente, sulle stesse travi, sono state sperimentate le proprietà di dielettricità del sistema, con la collaborazione del Dipartimento di Ingegneria Elettrica del Politecnico di Torino.

La progettazione del sistema innovativo di cavi di precompressione elettricamente isolati ha seguito le prescrizioni della Direttiva svizzera [11].

La sperimentazione preliminare su elementi prototipo, avente lo scopo di definire tutti i dettagli del progetto e di minimizzare gli errori in corso di realizzazione delle opere, si è rivelata costituire un'arma efficace nell'introduzione di tecnologie o procedure innovative.



Il controllo dell'isolamento elettrico degli impalcati del viadotto consiste nella misura, con apposito strumento in corrente alternata e frequenza pari a 1 kHz, della resistenza elettrica tra cavo di precompressione ed armatura lenta dell'impalcato.

A tal fine sono stati predisposti dei terminali, uno per ciascun cavo di precompressione, su una testata di ciascun impalcato. Vicino alla testata una barra di armatura lenta collegata alla gabbia dell'impalcato è stata predisposta per le misurazioni.

Ad oggi il sistema ha risposto in modo soddisfacente alle prescrizioni della Direttiva: la resistenza elettrica misurata è risultata, nei primi 38 impalcati prodotti, superiore al valore limite di soglia nell'81% dei cavi.

La distribuzione delle resistenze è molto simile nei due casi di cavo a 12 trefoli e cavo a 19 trefoli (si vedano in proposito i grafici 1 e 2), per i quali valgono i valori di soglia di 12,1 K Ω e 9,1 K Ω rispettivamente.

I cavi con resistenza inferiore ad $1\text{ k}\Omega$ sono considerati in cortocircuito; i valori con un maggior numero di ripetizioni ricadono tra 10 e $50\text{ k}\Omega$.

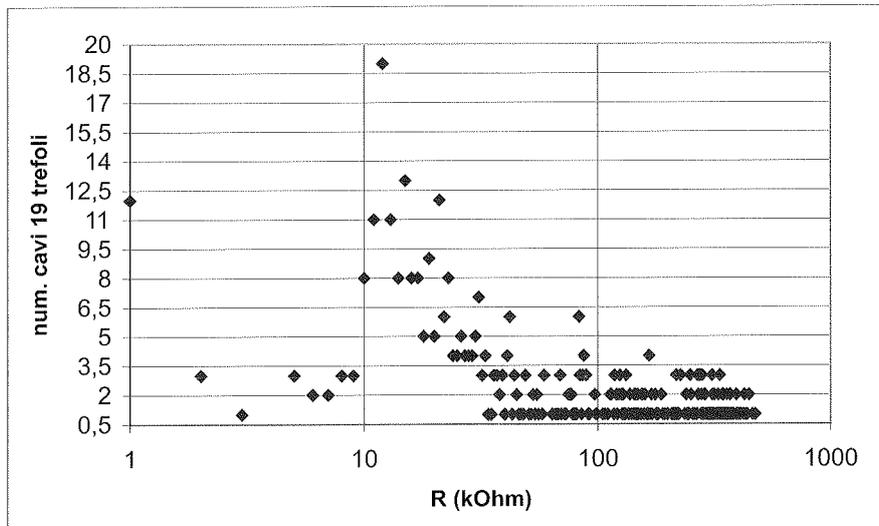
Se si analizza la posizione dei cavi con resistenze elettriche che non soddisfano la soglia limite, si osserva una discreta casualità nell'errore: la distribuzione statistica, molto simile nei due casi di cavi da 12 e 19 trefoli, si ritiene possa essere legata principalmente alle naturali imprecisioni nelle operazioni di cantiere.

Il controllo della dielettricità dei cavi di precompressione degli impalcati del viadotto Piacenza permetterà, in futuro, di monitorare lo stato di salute dei cavi stessi, fornendo uno strumento molto efficiente per l'indagine e la manutenzione del viadotto.

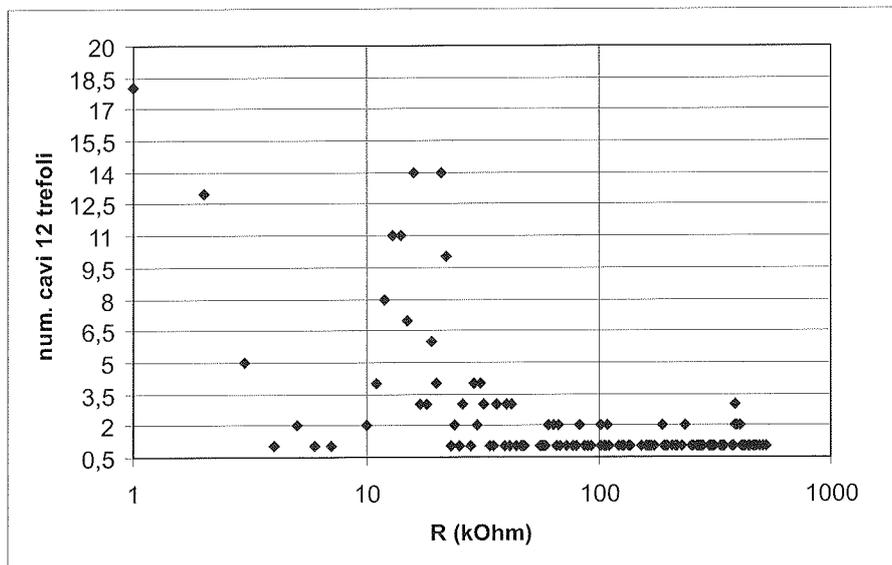
Sino ad oggi, la Direttiva svizzera [11] è stata confrontata solo con le applicazioni del sistema dielettrico effettuate su alcuni ponti e cavalcavia realizzati in Svizzera.

La grande quantità di dati sperimentali derivanti dall'esperienza del Viadotto Piacenza, che costituisce, per quanto a noi noto, l'applicazione di cavi dielettrici più consistente al mondo, è in corso di studio da parte degli specialisti dell'ETH di Zurigo in collaborazione con Italferr e Tensacciai al fine di integrare le conoscenze a base della formulazione della Direttiva, estendendone le specifiche in modo più coerente con le applicazioni tipiche di cavi "corti" e impalcati semplicemente appoggiati, come quelli della maggior parte dei viadotti ferroviari Italiani.

Tab.1



Tab.2

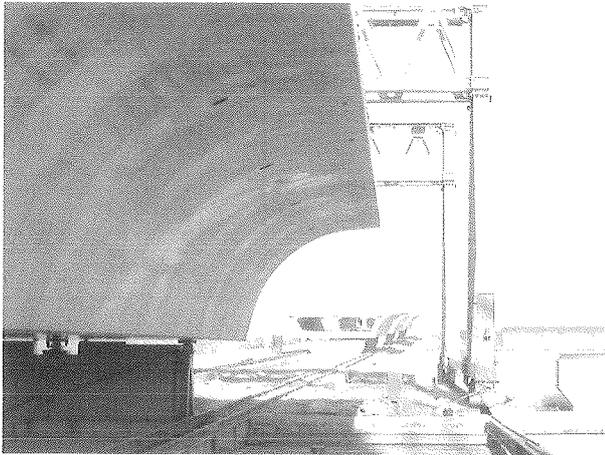


6. CONCLUSIONI

Il Viadotto Piacenza rappresenta, a nostro giudizio, una efficiente risposta alle sempre maggiori richieste della committenza in termini di prestazioni delle opere d'arte.

Segnaliamo in particolare:

- l'estetica armoniosa ed equilibrata ottenibile sfruttando appieno le caratteristiche dei materiali e le possibilità della post-tensione;
- i ritmi di costruzione e gli standard qualitativi elevati, ottenibili con processi di produzione altamente industrializzati;
- la garanzia di durabilità raggiungibile grazie all'utilizzo di un sistema di post-tensione tecnologicamente avanzato ed all'utilizzo generalizzato di dispositivi strutturali appositamente concepiti e correttamente posti in opera da imprese specialistiche.



7. BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 9.1.1996 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato e precompresso e per le strutture metalliche";
- [2] Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n°252 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche...";
- [3] ETAG 013: "Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning kits for prestressing structures";
- [4] CEN Workshop Agreement (CWA): "Requirements for the installation of post-tensioning kits for prestressing of structures and qualification of the Specialist Company and its personnel", Dec 2002;
- [5] EN 445: "Grout for prestressing cables – Test methods";
- [6] EN 446 "Grout for prestressing cables – Grouting procedures";
- [7] EN 447 "Grout for prestressing tendons";
- [8] FIB recommendations: "Qualification and approval of prestressing contractors and suppliers";
- [9] FIB recommendations: "Guide to good practice grouting of tendons in prestressing concrete";
- [10] FIB Technical Report: "Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning", Gen. 2000;
- [11] SBB CFF FFS/ office fédéral de routes Directive: "Disposition pour garantir la durabilité des câbles de précontrainte dans les ouvrages d'art", Edition 2001.

8. REALIZZAZIONE DELL'OPERA

- Concedente: Ferrovie dello Stato S.p.A.;
- Concessionaria: TAV S.p.A.;
- Alta Sorveglianza: Italferr S.p.A.;
- General Contractor: Consorzio CEPAVI;
- Impresa Generale: ASG S.c.a.r.l.;
- Progetto esecutivo: Technital S.p.A./Ing. D. Sangalli;
- Subappalto impalcato: ATI SPIC/Tensacciai S.p.A.;
- Sistema di precompressione: Tensacciai MTAID;
- Appoggi e giunti: FIP Industriale S.p.A.

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE ANTICHE FONDAZIONI DEL PONTE FERROVIARIO SUL TORRENTE PANARO, LINEA METROPOLITANA DI SUPERFICIE BOLOGNA, CASALECCHIO, VIGNOLA

Antonio Raffagli¹

¹ Ingegnere civile, libero professionista.

SOMMARIO

Si descrive la realizzazione delle opere di consolidamento delle antiche strutture di fondazione di un ponte ferroviario, a suo tempo realizzate con cassoni autoaffondanti, soggette ad erosione fluviale. Le fondazioni sono state integrate da una cortina perimetrale di diaframmi di c.a. ai quali sono state collegate realizzando una struttura anulare di c.a. compenetrata negli antichi getti ove sono state eseguiti profondi incassi. La delicatezza dell'intervento ha comportato di eseguire preliminarmente accurate indagini conoscitive e di adottare procedimenti operativi di grande cautela, anche in considerazione delle difficoltà operative del cantiere.

SUMMARY

The strengthening works of a railway bridge foundations structures, originally built by using the self-sinking caissons techniques, and now presenting an undermining condition due to the river bed erosion, are described. The foundations structures have been integrated by a perimeter diaphragm wall, to which they have been related by a reinforced concrete ring beam. The link has been assured by embedding the castings and inserting the steel reinforcement on ancient foundations. The particular delicacy of the work execution requested accurate inspection procedures and safety precautions.

1. GENERALITA'

Il progetto per la realizzazione della nuova metropolitana di superficie Casalecchio Vignola, del quale è concessionaria la Soc.tà ATC SpA di Bologna, comporta il ripristino e l'adeguamento di una esistente linea ferroviaria, da tempo dismessa. In località Savignano la ferrovia attraversa il torrente Panaro percorrendo un ponte in c.a. ad impalcato sospeso costituito da 5 campate di luce 40 m, formate da doppi archi a spinta eliminata. Ciascuna campata, esternamente isostatica, è dotata di appoggi a cerniera e apparecchi a rulli posti sulle 4 pile in alveo e sulle spalle, si veda la foto 1.

Il ponte è stato costruito nel 1955 su progetto dell'Ing. Prof. Giorgio Piazza (†), replicando la tipologia costruttiva di un precedente manufatto risalente al 1933, minato in tempo di guerra, del quale sono state riutilizzate le fondazioni, realizzate in appoggio diretto sulla roccia di subalveo. All'epoca della iniziale realizzazione ed anche

all'epoca del loro riutilizzo le fondazioni risultavano ben approfondite nella roccia di sub alveo e pertanto in condizioni di elevata stabilità stante la presenza di una potente copertura di materiale alluvionale.

Le condizioni idrauliche si modificarono nel dopoguerra per cause antropiche, si verificò l'asportazione dello strato alluvionale e fu intaccata anche la roccia di sub alveo.

La figura 1 documenta la situazione al 1976, con il torrente che scorreva in alveo mobile. L'asportazione di materiale alluvionale all'epoca era già in atto.

Nel 1982 il Consorzio del Panaro provvide alla realizzazione di una traversa con gaveta circa 250 metri a valle del ponte, con la finalità di permettere sia il ripascimento dell'alveo, perciò la protezione delle fondazioni del ponte dallo scalzamento e la protezione dello stesso alveo nel suo complesso, sia l'approvvigionamento idrico ad uso irriguo.

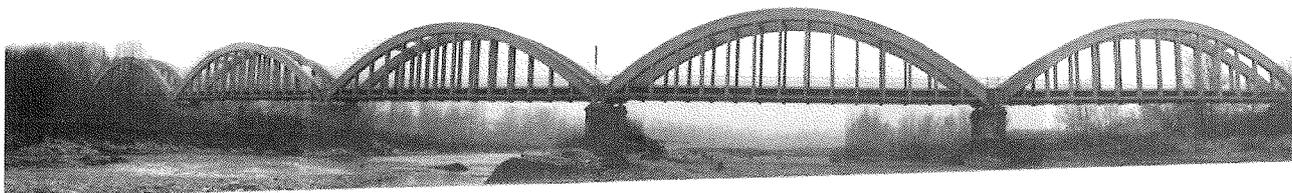


Foto 1 il ponte visto da valle, (1991)

Nel 1998 la traversa è parzialmente crollata causa lo scalzamento di un ampio tratto in zona pressoché centrale come mostra la foto 2. In breve tempo l'alveo di magra si è profondamente canalizzato fra le pile 2 e 3, approssimativamente in asse con la sezione di rottura, come documenta la figura 2. In fregio alla pila 3 si è formata una incisione profonda circa 10 metri, contati dal piano di posa delle fondazioni. La foto 3 documenta la situazione di questa pila nel novembre 1999. I lavori di consolidamento che verranno descritti hanno preso avvio dai fatti sopra citati in conseguenza dei quali si è intervenuti in una prima fase per eseguire interventi urgenti di messa in sicurezza e successivamente per realizzare i lavori di consolidamento fondale.

La progettazione è stata supportata dalla consulenza idraulica dell'Ing. Prof. Sandro Artina, Ordinario di Tecnica della Progettazione Idraulica presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Bologna.



Foto 2 rottura della traversa di valle

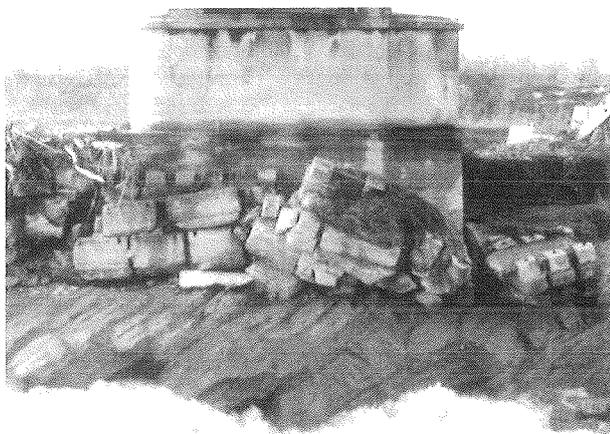


Foto 3 erosione in fregio alla pila 3

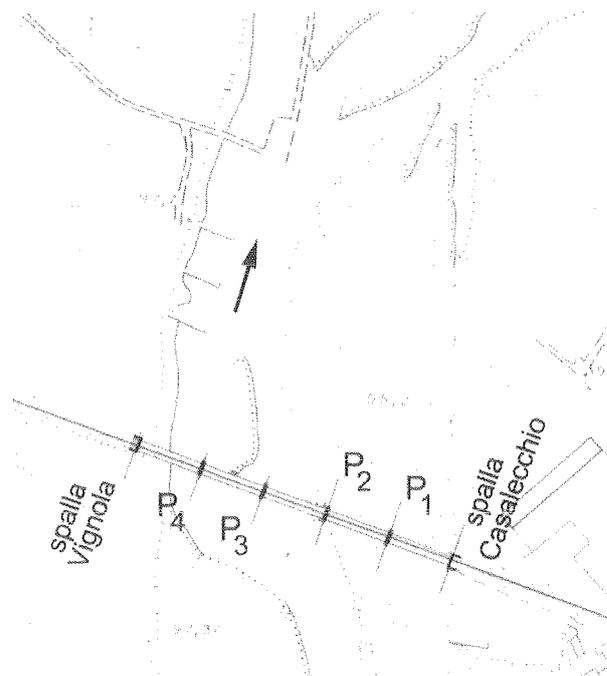


Figura 1 situazione al 1976, torrente in alveo mobile

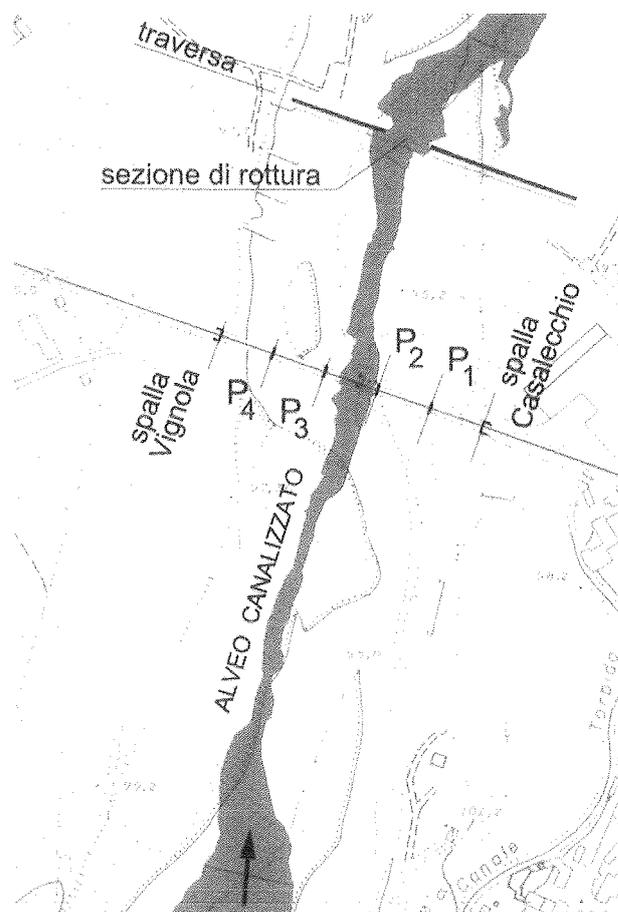


Figura 2 situazione susseguente alla rottura della traversa

2. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Rilevanti sono le implicazioni che le condizioni del sedime hanno avuto sulle scelte progettuali. Le indagini geognostiche hanno evidenziato la prevalente presenza di argille e/o argille siltose, con intercalati sottili livelli sabbiosi da ben addensati a debolmente cementati ("galestro"). La stratificazione presenta frequenti inversioni di polarità determinate principalmente da eventi tettonici. In sponda destra si è accertata la presenza di sedimenti argilloso marnosi e/o marnoso argillosi ("marne") il che potrebbe confermare l'esistenza di una faglia che ne ha condizionato la messa in posto, situazione questa dedotta anche dall'osservazione di affioramenti superficiali con giaciture contrapposte. In entrambi i casi si tratta di terreni che si caratterizzano ovunque per l'elevato grado di compattazione che conferisce loro resistenza pressoché lapidea. La presenza dei livelli sabbiosi e la presenza di fratture conseguenti ai succitati disturbi tettonici sono però fattori che facilitano l'attività erosiva della corrente come confermano i fatti descritti. La foto 4 documenta il meccanismo di erosione "a blocchi" del galestro: una volta avvenuto il dilavamento degli straterelli sabbiosi, gli strati argillosi risultano separati fra loro, vi si innescano con facilità fratture che distaccano ampie porzioni. Nelle zone ove gli strati presentano giacitura "a reggipoggio" il fronte di erosione si presenta infatti pressoché verticale.

La figura 3 riporta il rilievo dell'erosione dell'alveo di magra registrata fra le pile 2 e 3 nel corso dei lavori: al dicembre 1999, al luglio 2000, al settembre 2001, nel febbraio 2004 quale aggiornamento del presente scritto.

Analoga situazione è deducibile per le sezioni a monte confrontando le foto 5 e 6, rispettivamente riferite al giugno 2000, e al gennaio 2003. La foto 6 mostra anche evidenti le tracce dell'abbassamento complessivo dell'alveo. Come si vede il meccanismo di erosione è di tipo "retrogrado", dominato dalle condizioni a valle, in particolare dalle quote della sezione di rottura della traversa a valle.

a destra, dall'alto in basso:

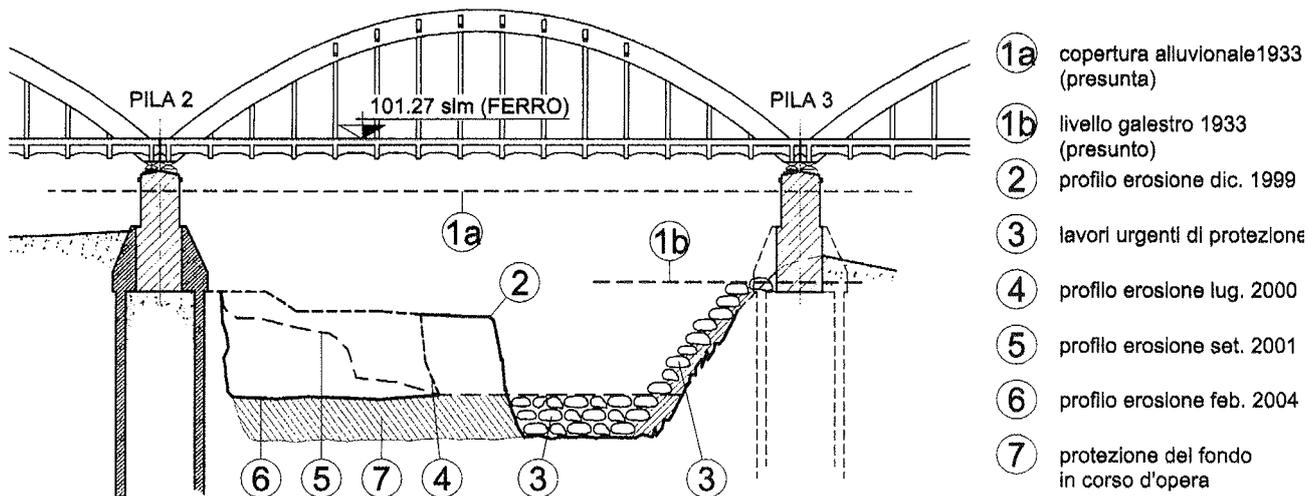
Foto 4, meccanismo di erosione del galestro

Foto 5, alveo a monte (giugno 2000)

Foto 6, alveo a monte (gennaio 2003)



Figura 3, evoluzione dell'erosione dell'alveo fra le pile 2 e 3, registrata nel periodo dei lavori



3. ORIENTAMENTI PROGETTUALI

La progettazione è stata indirizzata dal preoccupante scenario sopra descritto, perciò dalla considerazione sia della situazione di abbassamento dell'alveo e di erosione in atto in prossimità delle pile tutte, sia dalla rilevante velocità di erosione dalla roccia di subalveo, per di più manifestatasi in assenza di portate significative. Inessenziali risultavano ormai le valutazioni connesse con i tempi di riparazione della traversa crollata.

Risultava evidente la necessità di trasferire i carichi che direttamente gravavano sul sedime a strati profondi e inattaccabili dall'erosione, adottando strutture tali da risultare di per sé stesse stabili una volta avvenuta la prevista asportazione di galestro nel loro intorno. Si decideva pertanto di realizzare, perimetralmente alle esistenti fondazioni, una successione continua di setti di c.a., incastrati al piede nel galestro, sulla quale trasferire i carichi per mezzo di una struttura anulare di c.a. collegata alle esistenti fondazioni nelle quali veniva allo scopo prevista sia la realizzazione di tasche ove compenetrare i nuovi getti, sia l'inserimento di armature atte a fornire le forze necessarie alla deviazione dei carichi, tali perciò da consentire la formazione dei nuovi meccanismi diffusivi schematicamente illustrati nelle figure 4a e 4b.

Valutazioni idrauliche, di particolare difficoltà in presenza di meccanismi di rottura a blocchi del sedime, suffragate dalla osservazione della situazione in atto, portavano a ritenere che l'erosione nell'intorno delle nuove strutture fondali si sarebbe potuta attestare a -14 m dal piano di posa delle attuali fondazioni, considerando i fenomeni [1]:

- "abbassamento dell'alveo", legato a condizioni di generale equilibrio dell'asta fluviale in assenza della traversa
- "erosione generalizzata", dovuta al restringimento della sezione di deflusso, valutata in questo caso di modesta entità
- un'ulteriore quota di "erosione localizzata" al piede delle nuove fondazioni, da imputarsi a moti turbolenti.

Si stabiliva infine di garantire alla cortina di setti un incastro al piede di 6 metri, ne risultava pertanto una profondità di scavo di 20 metri.

Così inquadrata la soluzione progettuale si sono dimensionate le nuove strutture ed esaminate le strutture esistenti coinvolte nel nuovo schema statico.

3.1. la cortina di setti

In considerazione dell'elevata compattezza del sedime, l'esecuzione dei setti, aventi spessore 60 cm e lunghezza 2,50 metri, è stata programmata con la preliminare esecuzione di 3 pre fori, diametro 60 cm, per facilitare la successiva escavazione con benna mordente. La sequenza di realizzazione dei setti è stata prevista con sequenza alternata e coordinata, in particolare, con le esigenze esecutive dei setti di testata. La figura 5 riporta la sequenza operativa adottata.

Il funzionamento di insieme dei setti è stato garantito dall'adozione di giunti organizzati nell'altezza, realizzati costruttivamente con la tecnica del tubo giunto ovvero adottando lamierini metallici opportunamente sagomati nelle complesse zone d'angolo, come mostra la figura 5.

Le armature sono state dimensionate con riferimento allo schema di massima erosione di cui alla figura 4a, modellando il sedime come suolo elastico alla Winkler [2],[3] verificando l'ammissibilità delle situazioni intermedie legate al progredire dell'erosione dell'alveo. Le armature sono state dotate di manicotti filettati per realizzarne la continuità, risolvendo così

le problematiche connesse con inevitabili sovrapposizioni di ferri in zone tese.

3.2. il riutilizzo delle esistenti fondazioni

Presso l'Archivio storico dell'ATC si è reperita documentazione di tipo amministrativo relativa alla costruzione delle antiche fondazioni, realizzate nel 1933 con la tecnica dei "cassoni autoaffondanti". Queste strutture furono costruite in alveo nelle posizioni planimetriche previste in progetto, organizzandole con camere interne di lavoro dalle quali poteva essere eseguito lo scavo. I cassoni furono approfonditi dapprima nel materiale alluvionale quindi nel galestro, ove vennero incastrati per circa 1 metro. A fine scavo le camere di lavoro furono riempite con getti di cls. Il getto di un solettone superiore garantì la quota finale e permise di impostare le pile su questi plinti ciclopici. Le operazioni descritte si svolsero senza interruzioni, con turni di 8 ore, aggettando continuamente l'acqua. I lavori furono condotti sotto l'Alta Sorveglianza del Ministero delle Comunicazioni, Circolo di Bologna.

La fattibilità delle ipotesi progettuali relative alle antiche fondazioni è stata verificata eseguendo indagini preliminari:

- prelievi di carote dalle pareti e dai riempimenti, sottoposte a prove di Laboratorio per caratterizzare gli antichi getti. Si è accertata una resistenza R_{ck} superiore a 15 N/mm^2 e la presenza di riempimenti eterogenei
- perforazioni, esaminate con endoscopio, per individuare i setti interni che delimitavano le camere di lavoro, al fine di non intaccare, con le previste demolizioni, queste strutture che costituivano gli unici elementi di connessione dei getti ciclopici di riempimento. L'esame endoscopico per l'individuazione delle pareti dei cassoni ha fornito in ogni situazione ottimi esiti interpretativi a motivo sia della differente composizione granulometrica fra getti armati e riempimenti, sia della sistematica presenza di vespai, anche modesti, o della presenza di materiale fine che denunciavano il passaggio dalle pareti ai getti di riempimento. In molti casi i carotaggi hanno intercettato le armature dei setti, talvolta si è rinvenuta la presenza delle tavole lignee degli antichi casseri. La figura 6 mostra gli esiti dei carotaggi condotti sulla fondazione della pila 2 e la conseguente individuazione della posizione dei setti interni

Sono stati così stabiliti i criteri esecutivi per la realizzazione delle tasche di ancoraggio dei nuovi getti e i criteri per il posizionamento delle perforazioni atte all'inserimento delle armature. La definizione puntuale di questi interventi veniva demandata al cantiere, prevedendo la sistematica applicazione delle tecniche di indagine sopra descritte e la verifica continua dell'esito delle demolizioni. Prima di dar corso alle demolizioni e alle perforazioni sarebbe stato possibile eseguire completi accertamenti sulle antiche strutture fondali e procedere con sicurezza.

3.3. la trave anulare in c.c.a.

Il dimensionamento della trave anulare di collegamento e diffusione dei carichi non ha presentato particolari problemi in considerazione della generosa geometria del cassero, conseguente a necessità costruttive generali. Armature ad alta resistenza, costituite da Barre Dywidag diam. 36 mm, sono state disposte in direzione trasversale lungo le ideali direttrici di trazione. Cavi Dyform diam. 0,6" perimetrali garantiscono azione di contrasto nelle testate ove presentano andamento radiale (fig. 7a e 7b).

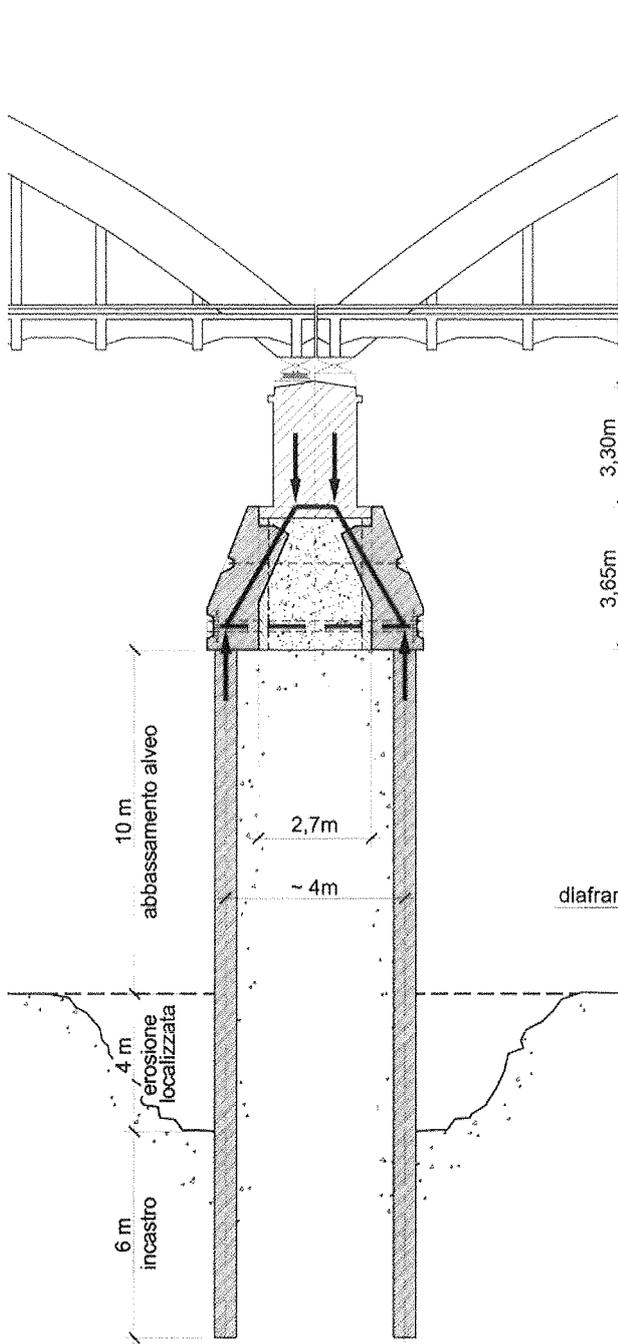


Fig. 4a, sezione in asse ponte

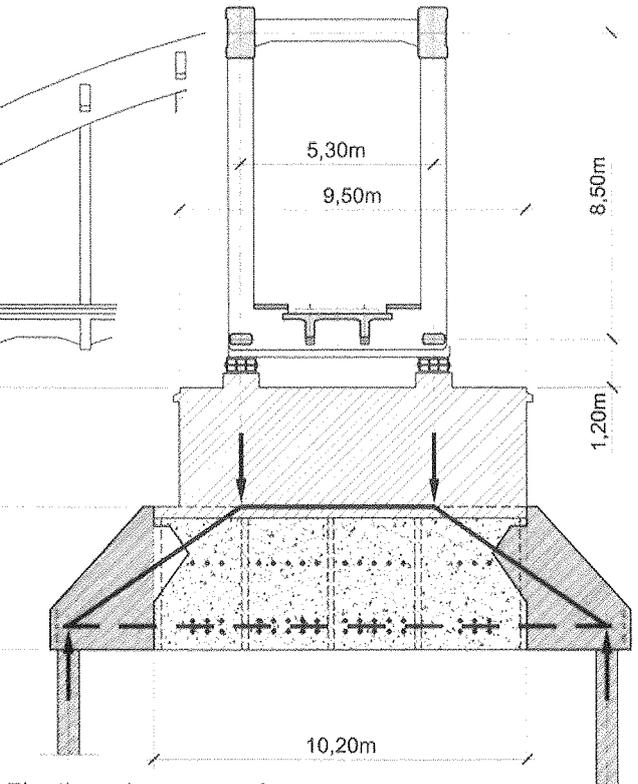


Fig. 4b, sezione trasversale

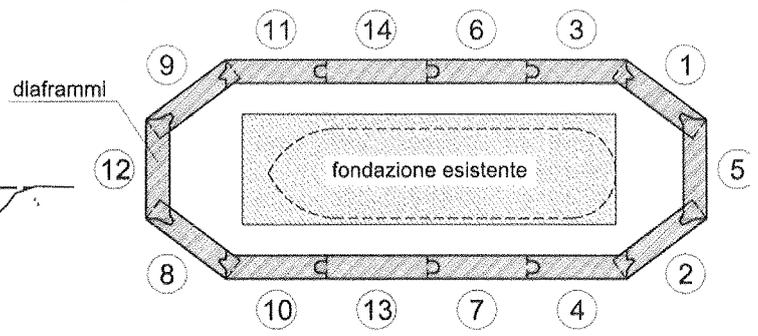


Fig. 5, pianta delle fondazioni

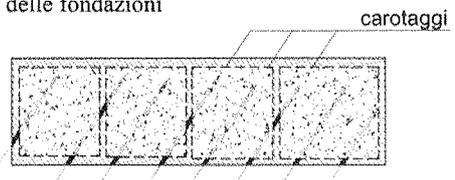


Fig. 6, individuazione struttura dell'antica fondazione

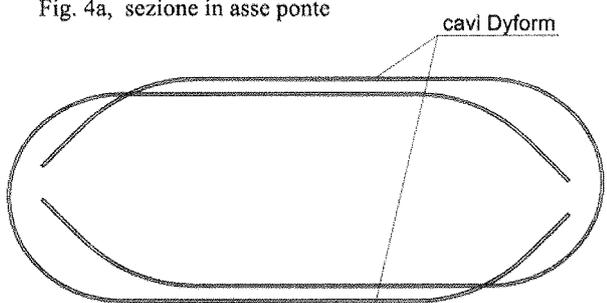
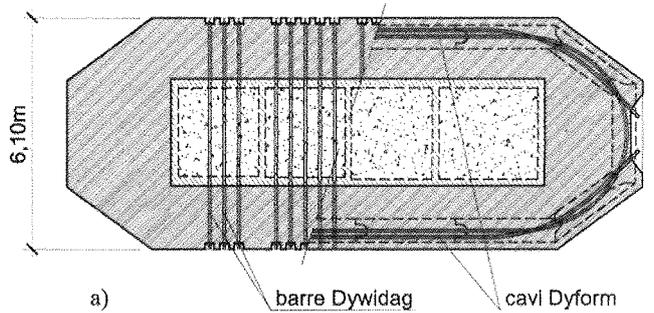


Fig. 7, armature di precompressione



b)

a)

4. LAVORI URGENTI DI PROTEZIONE

Nel dicembre 1999 sono stati iniziati lavori urgenti di protezione della pila 3, utilizzando ridotti finanziamenti, nelle more dell'approvazione del progetto di consolidamento. Essenzialmente questi lavori, durati alcuni mesi, hanno riguardato l'esecuzione di un rivestimento in gabbioni cilindrici "burghe" della parete dell'alveo in fregio alla pila 3, in fase di erosione, solidarizzato con getti di cls e la protezione locale del fondo dell'alveo fra le pile 2 e 3.

Si è reso necessario porre "in secca" il cantiere deviando l'alveo di magra in un alveo secondario appositamente realizzato fra le pile 3 e 4, come documenta la foto 7.

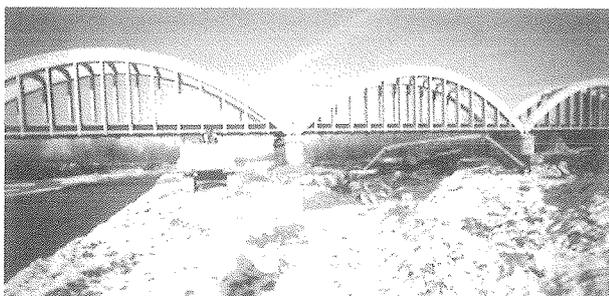


Foto 7, a sinistra l'alveo deviato

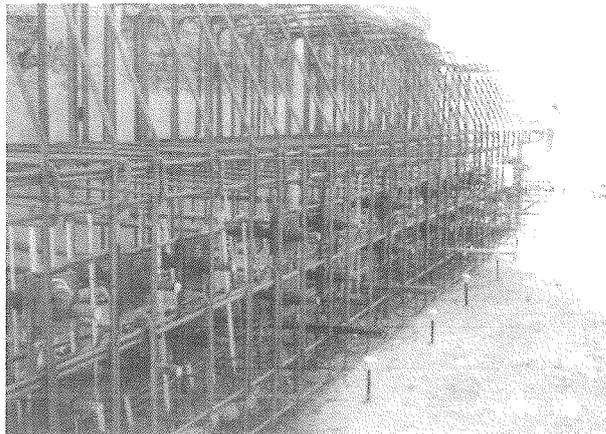


Foto 8, armature del basamento, 1° getto

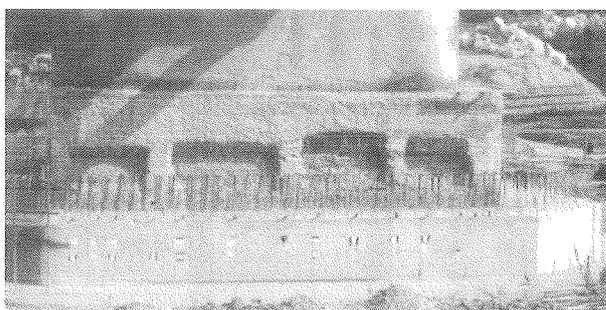


Foto 9, tasche di ancoraggio dei nuovi getti

5. FASI ESECUTIVE

Le fasi di lavoro sulle fondazioni si sono così sviluppate:

- organizzazione dei vari cantieri nell'intorno delle pile, con rimozione dei massi che nel tempo erano stati posti a protezione delle fondazioni
- tracciamento dei setti, con riferimento alle effettive maschere di scavo ed esecuzione delle travi guida per l'escavazione dei setti
- realizzazione dei setti nell'intorno delle antiche fondazioni
- esecuzione delle indagini endoscopiche nelle antiche fondazioni, individuando la posizione dei setti interni
- tracciamento ed esecuzione dei carotaggi nelle antiche fondazioni per il passaggio e l'inserimento delle barre Dywidag
- posa dell'armatura e 1° getto della trave anulare (basamento), si veda la foto 8
- preparazione delle fondazioni esistenti nella zona superiore al 1° getto, eseguendovi le tasche di ancoraggio mediante demolizione manuale del cls, si veda la foto 9
- posa dell'armatura e 2° getto di completamento della trave anulare (raccordo). Si veda la foto 10
- ad avvenuta maturazione dei getti (foto 11) si è eseguita la tesatura delle barre e dei cavi di precompressione, l'iniezione delle guaine e la sigillatura delle testate.

Alcune impreviste situazioni si sono manifestate in corso d'opera:

- eseguiti gli sbancamenti generali, la fondazione della pila 1 è risultata "a sbalzo" per un tratto pari a poco meno di 1/3 della sua lunghezza, come documentano le foto 12 e 13. È stata infatti rinvenuta una profonda erosione che ha evidenziato le problematiche esecutive incontrate all'epoca della costruzione, che sono state così ricostruite: in questa zona il sedime risultava particolarmente compatto (marna) e non fu eseguito il completo affondamento del cassone sulla roccia, forse per i tempi lunghi che avrebbe richiesto lo scavo



Foto 10, armature del raccordo, 2° getto

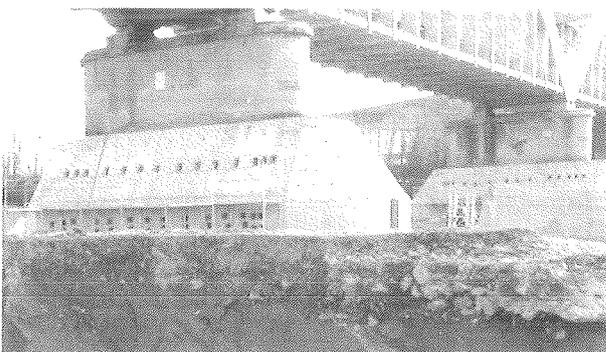


Foto 11, testate di tiro delle armature da c.a.p.

ed il pericolo del sopraggiungere di piene. Nella testata a monte perciò il cassone fu lasciato parzialmente in appoggio su un letto di ghiaia che è da ritenere fosse già presente in quella posizione, come dimostra il rinvenimento, sul fondo della camera di lavoro, di sacchi di cemento che portavano le impronte lasciate dai ciottoli su cui erano stati appoggiati, probabilmente per tamponare venute idriche all'interno della camera di lavoro.

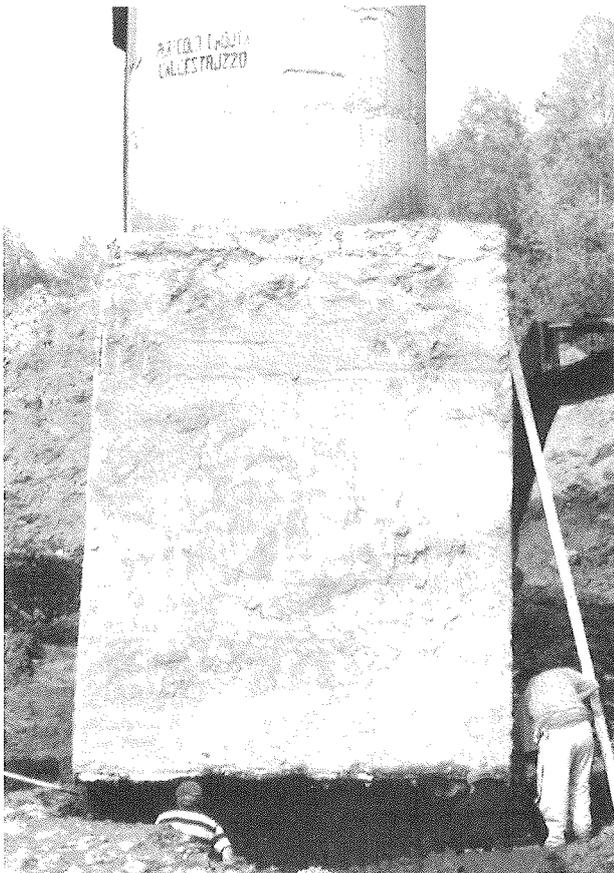


Foto 12
pila 1, mancanza di appoggio a monte dell'antica fondazione



Foto 13 fondazione pila 1, dettaglio

- nelle fondazioni 1 e 3, nel corso delle operazioni per la preparazione delle tasche di ancoraggio delle nuove strutture, si è rilevata la presenza, in alcune camere di lavoro, di vespai particolarmente estesi. Per garantire la profonda eliminazione di questi riempimenti incoerenti senza pregiudicare la stabilità della pila superiore sono stati posti in opera puntelli metallici dotati di viti per la forzatura della pila a contrasto con il 1° getto della trave anulare, già realizzato.
Si vedano le foto 14 e 15.

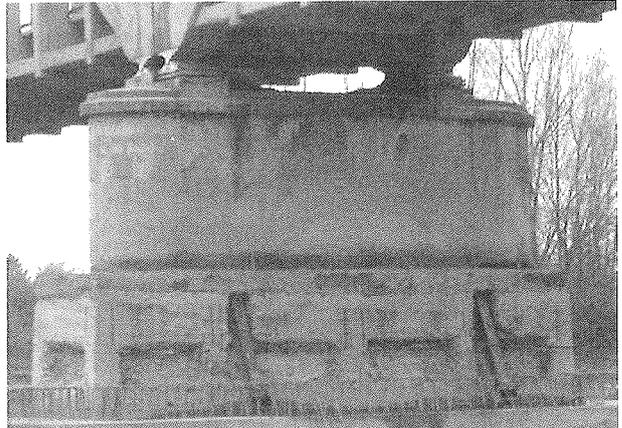


Foto 14 puntelli metallici adottati in fase di realizzazione delle tasche nelle antiche fondazioni, pila 1

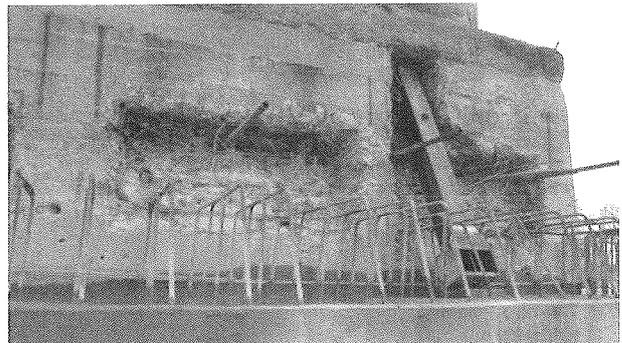


Foto 15 dettaglio

6. REALIZZAZIONE DEI GETTI DI C.A.

I getti, considerate le problematiche legate alla durabilità e in questo caso anche alla possibilità del verificarsi di urti, sono stati additivati con fumo di silice e armati con fibre metalliche. Particolare cura si è posta nella realizzazione garantendo ovunque il mantenimento del prescritto copriferro, il rispetto delle distanze mutue fra i ferri nelle zone di sovrapposizione, l'adozione di tecniche opportune per il getto dei setti ove è stato impiegato un tubo getto spinto in profondità e represso con gradualità per evitare la segregazione per caduta ed interruzioni nella continuità dei setti. Lo spurgo finale ha consentito l'eliminazione del materiale franato dalle pareti, risultato modesto in questo terreno compatto.

7. SOSTITUZIONE DEGLI APPOGGI MOBILI

La foto 16 mostra la situazione degli appoggi a rullo che risultavano tutti sistematicamente a fine corsa. Le antiche rulliere a settori sono state sostituite da pattini a scorrimento inox-teflon, eseguendo il sollevamento di ciascuna testata con 2 gruppi di 4 martinetti idraulici e travi metalliche di contrasto, realizzate in tondo di acciaio ad alta resistenza, alloggiare all'interno della cerniera superiore (foto 17).

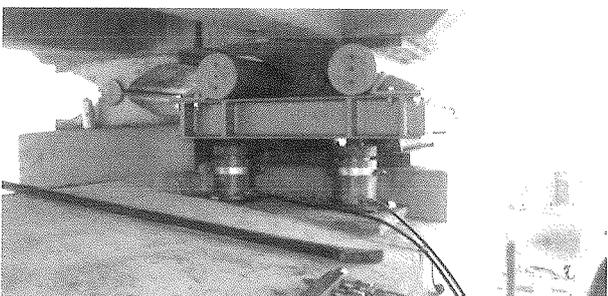
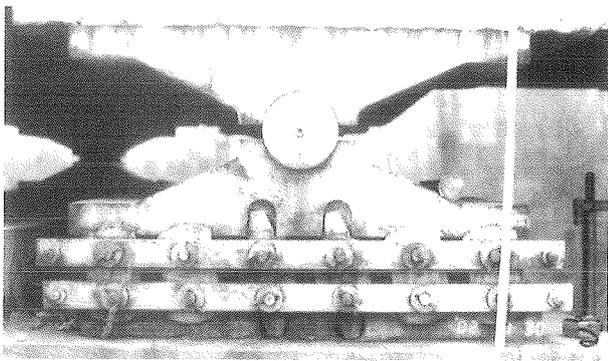


Foto 16 (in alto) cerniera con apparecchio a rulli a fine corsa
Foto 17 (sopra) struttura di sollevamento
Foto 18 (in basso) situazione della pila 2 (febbraio 2004), vista da monte, a breve risulteranno scoperti i setti di fondazione

All'estrazione i rulli e le piastre sono risultati plasticizzati lungo le linee di contatto, la rotazione risultava ostacolata anche dall'ossidazione dell'acciaio.

8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

I lavori qui descritti, di conservazione e miglioramento prestazionale delle antiche strutture fondali del ponte ferroviario sul torrente Panaro, sono il risultato della sintesi progettuale di problemi di natura idraulica e geotecnica, di temi statici relativi alla progettazione e all'esecuzione delle nuove strutture fondali, di valutazioni relative alla trasformazione e al reimpiego delle strutture esistenti di c.a..

A supporto delle definizioni progettuali sono stati applicati ricorrenti procedimenti di indagine e diagnostica che hanno permesso di definire, già a livello progettuale i lavori e di indirizzarne la fase esecutiva, necessariamente prevedendo, per le lavorazioni sull'esistente, il costante adeguamento del progetto alle situazioni reali.

Alla conclusione del cantiere (foto 18), nel corso del quale sono state risolte situazioni a volte complesse che hanno dato luogo anche a momenti di apprensione, si ritiene che il buon esito dei lavori sia da attribuire, oltre che all'evidente impegno di chi li ha eseguiti, proprio alla approfondita impostazione progettuale, particolarmente all'iniziale individuazione delle metodiche esecutive, che ha permesso di inquadrare, anche a livello contrattuale, il complesso contesto operativo del cantiere stabilendo precisi riferimenti, anche di dovuta cautela.

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Franzetti S., Ballio F.: "sulla vulnerabilità idraulica dei ponti per erosione generalizzata", in "la difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati", a cura di U. Maione e A. Brath, ed. Bios, 1988.
- [2] Pozzati P. (1972), "Teoria e tecnica delle costruzioni", UTET, Torino
- [3] Cestelli Guidi C. (1975), "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni", Ulrico Hoepli, Milano



TRAVI DA PONTE IN C.A.P.: EFFETTI DELL'INTERAZIONE M-V

Antonino Recupero¹

¹ Titolare di Assegno di Ricerca, Di. C.T.A., Facoltà di Ingegneria, Università di Messina.

SOMMARIO

Negli ultimi anni, l'uso della precompressione esterna nell'ingegneria dei ponti è stato notevole. Come spesso accade in alcuni settori delle costruzioni dove il progresso tecnologico può precedere gli studi tecnici e scientifici, non sono stati, ancora, precisati gli strumenti concettuali adatti a spiegare compiutamente il comportamento delle strutture con precompressione esterna, in particolare, per le sollecitazioni di taglio e per l'interazione taglio - momento. Questo articolo generalizza un modello, basato sulla teoria dei "campi di tensione" e precedentemente proposto per sezioni in calcestruzzo armato ordinario. La valutazione d'affidabilità del modello è stata condotta confrontando i risultati ai dati ottenuti da test sperimentali su sette travi a T, riportate in letteratura.

SUMMARY

In recent years the use of prestressing by means of external or unbonded tendons in bridge engineering was considerable. As it is often the case in construction sectors in which technological progress may precede technical studies, suitable conceptual tools that explained the behaviour of unbonded tendons prestressing structures have not been consolidated, in particular, about ultimate behaviour under shear and shear-bending moment interaction. The paper generalised a previous model based on stress-field theory and proposed for reinforced concrete cross-section of structural elements. The reliability of model has been validated by comparing the numerical simulation to the experimental results of seven externally prestressed T-beams, referred in literature.

1. PREMESSA

Nell'ambito delle costruzioni da ponte, per strutture di media e grande mole, la precompressione a cavi esterni è la tecnologia che appare destinata alla maggiore crescita futura.

D'altra parte, come spesso accade nei settori costruttivi nei quali l'evoluzione tecnologica può precedere quella tecnica, non si è ancora assistito ad una completa razionalizzazione degli aspetti concettuali atti a definire il comportamento in prossimità del suo stato limite ultimo, per questa tipologia strutturale, sebbene pregevoli interventi siano stati rivolti in questo senso [1], [2].

È noto, peraltro, come per strutture in cemento armato, allo stato limite ultimo, le diverse caratteristiche di sollecitazione taglio, momento flettente e sforzo normale entrino in interazione l'una con l'altra. Sull'interazione taglio - momento flettente - sforzo normale, limitatamente al caso di strutture provviste di armatura ordinaria sono disponibili in letteratura diversi contributi [3], [4],[5], [6], relativi sia a travi con sezione rettangolare, a T e doppia T. Questi modelli possono ascrivere a due filosofie di pensiero, alcuni partono da test su travi in c.a. e cercano di fornire delle formule pratiche di riferimento seguendo la classica impostazione americana, altri invece prendendo le mosse dalla teoria degli "stress fields" di Braestrup et al. [7] formulano un modello più

generale che tiene conto della influenza delle diverse caratteristiche di sollecitazione presenti.

Nel seguito si evidenzierà come una struttura precompressa ad armatura resa aderente, in relazione alla concomitante sollecitazione tagliante, abbia margini di sicurezza diversi a quelli forniti da una trave nella quale l'armatura non sia aderente. Il presente lavoro intende valutare quale sia l'influenza della mancanza di aderenza delle armature di precompressione sulla modifica dei domini di resistenza "momento flettente (M) - taglio (V)".

Si è operato, quindi, con una sostanziale modifica, sul modello già formulato per strutture con armatura ordinaria, adattandolo al caso di strutture precomprese sia in presenza che in assenza di aderenza. La validazione della proposta d'estensione del modello alle strutture precomprese con cavi esterni è stata effettuata testando alcune prove sperimentali reperite in letteratura per travi con armatura ordinaria [8], [9] e precompressa [10].

Lo strumento naturale che fornisce risposte sintetiche nel campo delle scelte progettuali è il dominio di resistenza. A tal fine, dopo aver presentato la metodologia di tracciamento, si mostrano alcuni domini di resistenza generati.

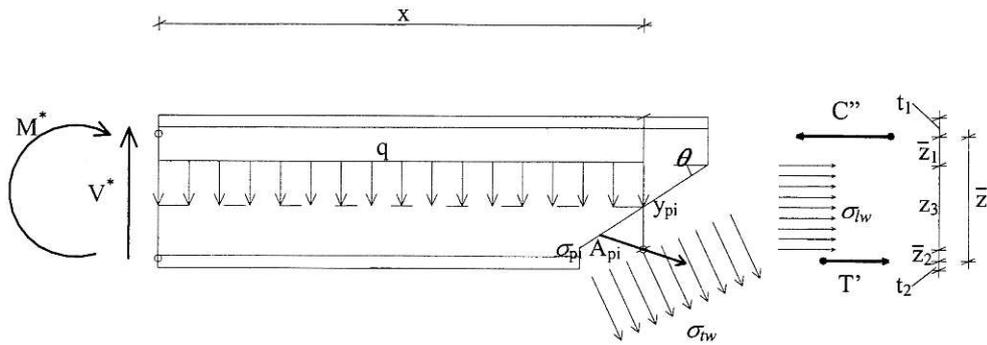


Figura. 1 - Concio di trave sezionato parallelamente al campo delle tensioni d'anima del calcestruzzo

2. MODELLO PROPOSTO

Una completa formulazione di un modello che possa tener in conto sull'elemento strutturale in c.a. o c.a.p. della contemporanea presenza e variazione di tensioni normali e tensioni tangenziali in prossimità e fino al suo collasso finale non è sicuramente agevole.

Peraltro, sulla modellazione del comportamento di elementi strutturali soggetti ad elevati sforzi di compressione derivante da carico esterno, sono stati fatti alcuni tentativi ed alcune validazioni sperimentali. Prendendo le mosse da queste proposte si sono fatte alcune ipotesi sulla distribuzione di queste tensioni, sulla sezione trasversale dell'elemento strutturale.

Infatti nella realtà tale distribuzione sarà definita da una legge complessa non sempre dominabile dal punto di vista computazionale tale da rendere necessaria una sua semplificazione. In generale, vi saranno porzioni della struttura deputate a portare maggiormente tensioni normali, altre invece a portare prevalentemente quelle tangenziali.

Il modello qui presentato può essere considerato come una generalizzazione di precedenti modelli formulati solo per elementi strutturali dotati di armatura ordinaria e non pretesa [5], [6].

Le ipotesi base sono che:

a rottura si perviene alla formazione di un complesso strutturale, del tipo a traliccio multiplo, in cui le staffe, le armature longitudinali di un corrente e d'anima, ove presenti, e l'armatura di precompressione costituiscono gli elementi tesi, mentre quelli compressi sono confinati nel calcestruzzo del corrente opposto, con la relativa armatura, e nei campi di tensione del calcestruzzo d'anima;

il calcestruzzo d'anima è soggetto ad uno stato di compressione monoassiale, inclinato di un angolo θ sulla direzione longitudinale;

le armature longitudinali d'anima, se presenti, e le staffe, sensibilmente diffuse nel calcestruzzo in modo da poterle ritenere uniformemente distribuite, sono soggette a soli sforzi assiali.

il comportamento dei materiali può essere assunto perfettamente plastico.

Nel modello non si tiene conto dell'effetto spinotto per le eventuali armature ordinarie presenti e dell'effetto di ingranamento del calcestruzzo lungo la fessura, la cui presenza è presa in conto nel differente orientamento tra i campi di tensione d'anima e delle fessurazioni presenti. Così come proposto in precedenti lavori, si utilizza, ancora, il teorema statico della teoria della plasticità, si ricerca cioè, tra

le tante soluzioni staticamente ammissibili, quella che possa esprimere il moltiplicatore dei carichi superiore fornendo così la cosiddetta "lower bound solution".

Con riferimento al concio di trave con sezione a doppio T o cassoncino sezionato parallelamente al campo delle tensioni d'anima del calcestruzzo (fig. 1) si ottengono le seguenti equazioni di equilibrio:

$$V^* - q \cdot x - \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin^2 \alpha + \quad (1)$$

$$- \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i = 0$$

$$M^* + \frac{q \cdot x^2}{2} - C^* \cdot \bar{z} +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin^2 \alpha \cdot x +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \cdot x +$$

$$+ \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p))_i = 0 \quad (2)$$

$$M^* + \frac{q \cdot x^2}{2} - T^* \cdot \bar{z} +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin^2 \alpha \cdot x +$$

$$- \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$- \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \cdot x +$$

$$- \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (y_p - t_1))_i = 0 \quad (3)$$

introducendo l'espressione sintetica del taglio all'ascissa x si ottiene:

$$V_{sd}(x) = \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{tw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \cdot \sin^2 \alpha + \quad (4)$$

$$+ \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i$$

nella (4) è chiaro il contributo fornito dallo sforzo nell'armatura di precompressione. Introducendo la

precedente nelle (3) e (2) e adottando l'espressione sintetica del momento flettente all'ascissa x si ottengono le espressioni dei risultanti al corrente teso e compresso della trave:

$$C' \cdot \bar{z} = M_{sd} + V_{sd} \cdot \text{ctg} \alpha \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$- \sum \left\{ A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon \cdot \left[\text{ctg} \alpha \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) - \text{ctg} \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p) \right] \right\}_i + (5)$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right)$$

$$T' \cdot \bar{z} = M_{sd} - V_{sd} \cdot \text{ctg} \alpha \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$+ \sum \left\{ A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon \cdot \left[\text{ctg} \alpha \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) - \text{ctg} \varepsilon \cdot (y_p - t_1) \right] \right\}_i + (6)$$

$$- \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right)$$

Operando sullo stesso tratto di trave con la sezione terminale, all'ascissa x , fatta in modo da rimanere paralleli al campo di tensioni d'anima relative alle armature trasversali (fig. 2), si possono esplicitare le seguenti espressioni:

$$V^* - q \cdot x - \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin^2 \theta +$$

$$- \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i = 0 (7)$$

$$M^* + \frac{q \cdot x^2}{2} - C' \cdot \bar{z} + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin^2 \theta \cdot x +$$

$$- \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \cdot x +$$

$$+ \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p))_i = 0 (8)$$

$$M^* + \frac{q \cdot x^2}{2} - T' \cdot \bar{z} + \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin^2 \theta \cdot x +$$

$$+ \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$- \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \cdot x +$$

$$- \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (y_p - t_1))_i = 0 (9)$$

Introducendo l'espressione sintetica del taglio all'ascissa x si ottiene:

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \cdot \sin^2 \theta + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i (10)$$

nella (10) è chiaro il contributo fornito dallo sforzo nell'armatura di precompressione.

Introducendo la precedente nelle (9) e (8) e adottando l'espressione sintetica del momento flettente all'ascissa x si ottengono le espressioni dei risultanti al corrente teso e compresso della trave:

$$C' \cdot \bar{z} = M_{sd} - V_{sd} \cdot \text{ctg} \theta \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$+ \sum \left\{ A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon \cdot \left[\text{ctg} \theta \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) + \text{ctg} \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p) \right] \right\}_i +$$

$$+ \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_2 + \frac{z_3}{2} \right) (11)$$

$$T' \cdot \bar{z} = M_{sd} + V_{sd} \cdot \text{ctg} \theta \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) +$$

$$- \sum \left\{ A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon \cdot \left[\text{ctg} \theta \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) - \text{ctg} \varepsilon \cdot (y_p - t_1) \right] \right\}_i +$$

$$- \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\bar{z}_1 + \frac{z_3}{2} \right) (12)$$

Per ottenere le espressioni dello sforzo risultante sul corrente compresso della trave e sul corrente teso si deve tenere conto che:

$$C(x) = \frac{C' \cdot \text{ctg} \theta + C'' \cdot \text{ctg} \alpha}{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta} (13)$$

$$T(x) = \frac{T' \cdot \text{ctg} \alpha + T'' \cdot \text{ctg} \theta}{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta}$$

e sostituendo direttamente le (5), (6), (7) e (8) nelle (13) si ottengono le espressioni cercate:

$$C(x) = \frac{M_{sd} + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p))_i}{\bar{z}} +$$

$$- \left[\left(V_{sd} - \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \right) \cdot (\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha) + \right. (14)$$

$$\left. - \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\frac{2 \cdot \bar{z}_2 + z_3}{2 \cdot \bar{z}} \right) \right]$$

$$T(x) = \frac{M_{sd} + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (t_1 - y_p))_i}{\bar{z}} +$$

$$+ \left[\left(V_{sd} - \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \right) \cdot (\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha) + \right. (15)$$

$$\left. - \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \left(\frac{2 \cdot \bar{z}_1 + z_3}{2 \cdot \bar{z}} \right) \right]$$

Tali espressioni permettono di valutare le risultanti sulle due fasce che compongono i correnti. Nel caso più frequente di trave in precompresso con staffe verticali $\alpha = 90^\circ$ le espressioni, di cui in narrativa, si semplificano:

$$V_{sd}(x) = \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \text{ctg} \theta + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i (16)$$

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z_3 \cdot b_w \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i (17)$$

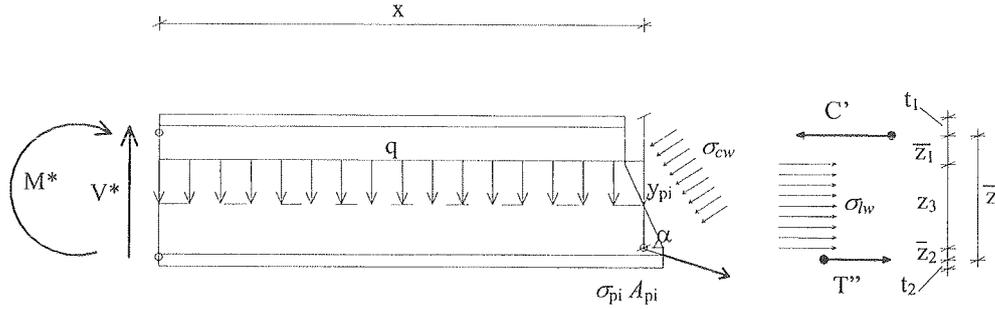


Figura 2 - Concio di trave sezionato parallelamente alle staffe

$$C(x) = \frac{M_{sd} + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (\bar{z} + t_1 - y_p))_i}{\bar{z}} +$$

$$- \left[\left(V_{sd} - \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \right) \cdot \operatorname{ctg} \theta + \right.$$

$$\left. - \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \right] \cdot \left(\frac{2 \cdot \bar{z}_2 + z_3}{2 \cdot \bar{z}} \right) \quad (18)$$

$$T(x) = \frac{M_{sd} + \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos \varepsilon \cdot (t_1 - y_p))_i}{\bar{z}} +$$

$$+ \left[\left(V_{sd} - \sum (A_p \cdot \sigma_p \cdot \sin \varepsilon)_i \right) \cdot \operatorname{ctg} \theta + \right.$$

$$\left. - \left(\frac{\sigma_{lw}}{f_{syd}} \right) \cdot \omega_{lw} \cdot f_{cd2} \cdot z_3 \cdot b_w \right] \cdot \left(\frac{2 \cdot \bar{z}_1 + z_3}{2 \cdot \bar{z}} \right) \quad (19)$$

Per calcolare le quantità di armatura da disporre sulle due flange, quella d'estradosso e d'intradosso, si impone l'equivalenza dei due sistemi tensionali (fig.3), in particolare, l'uguaglianza del momento rispetto al punto F_2 permette di scrivere l'equazione in cui scompare la S_{f2} e si può esplicitare la S_{f1} :

$$S_{f1} = -B_1 \cdot d_1 \cdot \sigma_{f1} + \frac{T(x) \cdot (2 \cdot t_2 - d_2) - C(x) \cdot (2 \cdot H - d_2 - 2 \cdot t_1)}{(2 \cdot H - d_1 - d_2)} +$$

$$\frac{b_w \cdot [\sigma_{w1} \cdot z_1 \cdot (2 \cdot H - 2 \cdot d_1 - d_2 - z_1) + \sigma_{w2} \cdot z_2 \cdot (d_2 + z_2)]}{(2 \cdot H - d_1 - d_2)} \quad (20)$$

e riscrivendo il tutto rispetto al punto F_1 si ottiene:

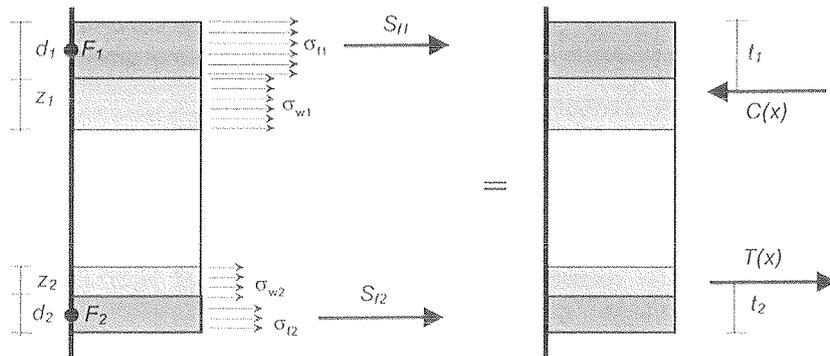


Figura 3 - Equivalenza tensionale del concio di trave.

$$S_{f2} = -B_2 \cdot d_2 \cdot \sigma_{f2} + \frac{T(x) \cdot (2 \cdot H - d_1 - 2 \cdot t_2) - C(x) \cdot (2 \cdot t_1 - d_1)}{(2 \cdot H - d_1 - d_2)} +$$

$$\frac{b_w \cdot [\sigma_{w1} \cdot z_1 \cdot (d_1 + z_1) + \sigma_{w2} \cdot z_2 \cdot (2 \cdot H - 2 \cdot d_2 - d_1 - z_2)]}{(2 \cdot H - d_1 - d_2)} \quad (21)$$

Per avere le quantità d'armatura di flangia, strettamente necessarie, ed il rapporto tra le armature $r = \frac{A_{f1}}{A_{f2}}$ si può

scrivere:

$$A_{f1} = \frac{|S_{f1}|}{f_{syd}}, \quad A_{f2} = \frac{|S_{f2}|}{f_{syd}}, \quad (22), (23)$$

Le equazioni precedenti hanno senso fisico solo se soddisfano alcune condizioni di natura geometrica ed altre di natura meccanica. In particolare devono essere soddisfatte le seguenti disuguaglianze, per i campi inclinati di calcestruzzo d'anima:

$$\sigma_{cw} \leq f_{cd2} \quad (24)$$

per le armature longitudinali e trasversali d'anima:

$$\sigma_{lw} \leq f_{syd}, \quad \sigma_{tw} \leq f_{syd} \quad (25), (26)$$

per le zone di flangia:

$$-f_{cd1} \leq \sigma_{f1} \leq 0 \quad (27)$$

$$-f_{cd1} \leq \sigma_{f2} \leq 0 \quad (28)$$

Per le fasce d'anima limitrofe alle zone d'ala, le condizioni d'equilibrio si possono scrivere:

$$-(f_{cd1} + \rho_{lw} \cdot f_{syd}) \leq \sigma_{w1} \leq \rho_{lw} \cdot f_{syd} \quad (29)$$

$$-(f_{cd1} + \rho_{lw} \cdot f_{syd}) \leq \sigma_{w2} \leq \rho_{lw} \cdot f_{syd} \quad (30)$$

dove $\rho_{tw} = \frac{A_{tw}}{b_w \cdot h}$ rappresenta la percentuale geometriche

d'armatura in direzione longitudinale.

Una condizione ulteriore si può porre in relazione all'armatura di precompressione, occorre distinguere però i due diversi casi:

- armatura di precompressione resa aderente alla sezione di calcestruzzo, nel qual caso è possibile giungere a "snervamento" della stessa;
- armatura di precompressione non aderente alla sezione di calcestruzzo, in tal caso la tensione d'armatura ha modeste variazioni ed a favore di sicurezza viene mantenuta costante.

Pertanto per la i -esima armatura di precompressione, se ci si trova nel caso a) si scriveranno una serie di disequazioni del tipo:

$$\sigma_{pi} \leq f_{pyd} \quad (31)$$

nel caso b) si potranno scrivere solo delle equazioni:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pco} \quad (32)$$

Inoltre il valore di z_1, z_2 e z_3 può variare entro un certo intervallo di compatibilità geometrica e meccanica. Infatti tale intervallo è determinato in parte con condizioni geometriche, in parte meccaniche. In particolare, nel rispetto delle condizioni geometriche occorre che:

$$z_1 \geq 0, \quad z_2 \geq 0, \quad z_3 \geq z_{3min}, \quad z_1 + z_2 + z_3 = h \quad (33)$$

ove:

- z_{3min} è la dimensione minima al di sotto della quale non è possibile che la porzione centrale d'anima possa sopportare gli sforzi di taglio presenti e si ricava attraverso le (16) e (17) imponendo le condizioni (24) e (26):

$$z_{3min} = \frac{V_{Sd}}{f_{cd2} \cdot b_w \cdot \sqrt{\omega_{tw} \cdot (1 - \omega_{tw})}} \quad \text{se } \omega_{tw} \leq 0.5$$

$$z_{3min} = \frac{2 \cdot V_{Sd}}{f_{cd2} \cdot b_w} \quad \text{se } \omega_{tw} > 0.5 \quad (34)$$

- h è l'altezza dell'anima al netto delle ali;

Nel caso in cui $h < z_{3min}$ non sarà possibile effettuare il dimensionamento, perché l'intera anima non è sufficiente a portare l'intero sforzo di taglio.

3. TRACCIAMENTO DI DOMINI DI RESISTENZA

Nella pratica progettuale l'uso dei cosiddetti diagrammi d'interazione o domini di resistenza risulta assai utile e immediato. Inoltre lo studio delle forme degli stessi, anche qualitativo, fornisce importanti indicazioni anche per l'ottimizzazione delle scelte tipologiche da effettuare nella progettazione di massima.

La procedura proposta per il tracciamento dei domini di interazione M_{Rd}, V_{Rd} è la seguente:

- data coppia di sollecitazioni agenti M_{Sd}, V_{Sd} , un valore di ω_s totale e la percentuale meccanica di armatura trasversale d'anima ω_{tw} , si stima, tramite la (34), la dimensione z_{3min} del pannello centrale strettamente necessario. Se le condizioni date dalle (33) sono violate il progetto non può procedere ed il tracciamento si interrompe, in questo caso occorre variare le dimensioni b_w dell'anima;

- si fanno quindi variare le dimensioni dei pannelli limitrofi z_1 e z_2 rispettando i vincoli geometrici;
- si scelgono delle coppie di bracci t_1 e t_2 e si calcolano tramite le (20) (21) (22) e (23) i valori di armatura aggiuntiva nelle flange strettamente necessaria A_{f1} ed A_{f2} ed il rapporto r tra di esse;
- qualora si voglia fissare un rapporto predeterminato r ed una delle due armature di flangia non lo rispetti, essa sarà incrementata fino a soddisfare il rapporto r fissato, senza alcuna violazione della teoria della plasticità. Si calcola quindi l'ammontare di area totale ω_s ;
- si scelgono due valori diversi di z_1 e z_2 rispettando i vincoli geometrici, si riparte dal punto c) e si itera la procedura fino a determinare quella che corrisponde al minimo di armatura longitudinale aggiuntiva ω_s totale;
- se tale valore di ω_s totale non rispetta quello fissato si varia proporzionalmente la coppia di sollecitazioni agenti M_{Sd}, V_{Sd} e si riparte dal punto a).

Tale procedura deve utilizzare i metodi tipici della programmazione non lineare per la soluzione di problemi d'ottimizzazione vincolata.

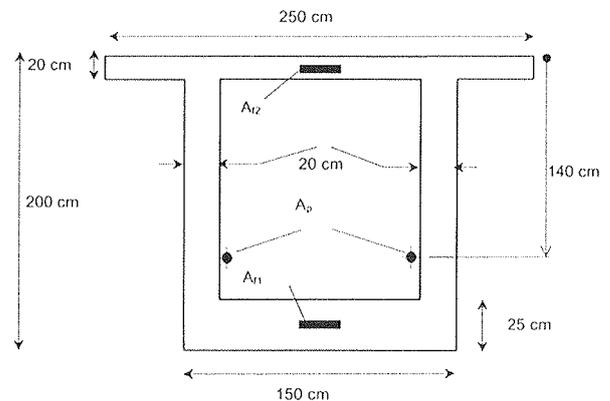


Figura 4 – Trave da ponte utilizzata nell'esempio

I domini sono stati tracciati in forma adimensionata adottando i seguenti parametri:

$$\omega_{tw} = \frac{A_{tw}}{b_w \cdot s} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd2}} \quad \text{percentuale delle armature trasversali d'anima;}$$

$$\omega_{tw} = \frac{A_t}{b_w \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd2}} \quad \text{percentuale delle armature longitudinali d'anima;}$$

$$\omega_s = \frac{A_{f1} + A_{f2}}{A_{c_{trave}}} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd1}} \quad \text{percentuale delle armature totali nelle flange;}$$

$$\omega_p = \frac{\sum A_{pi}}{A_{c_{trave}}} \cdot \frac{f_{pyd}}{f_{cd1}} \quad \text{percentuale d'armatura di precompressione;}$$

$$m = \frac{M}{f_{cd1} \cdot b_w \cdot A_{c_{trave}} \cdot H} \quad \text{momento flettente adimensionato;}$$

$$v = \frac{V}{f_{cd2} \cdot b_w \cdot h} \quad \text{sforzo di taglio adimensionato}$$

$$r = \frac{A_{f1}}{A_{f2}} \quad \text{il rapporto tra le armature}$$

f_{syd} tensione di snervamento di calcolo delle armature lente;
 f_{pyd} tensione di snervamento di calcolo delle armature pretese;
 $\sigma_{p\infty i}$ tensione delle armature di precompressione a tempo infinito;
 γ_c coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo;

$f_{cd1} = 0.85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ la resistenza del calcestruzzo in condizioni monoassiali, (f_{ck} in Mpa)
 $f_{cd2} = 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ la resistenza del calcestruzzo per compressioni oblique;
 ε_i angolo di inclinazione dei cavi di precompressione
 H altezza totale della sezione

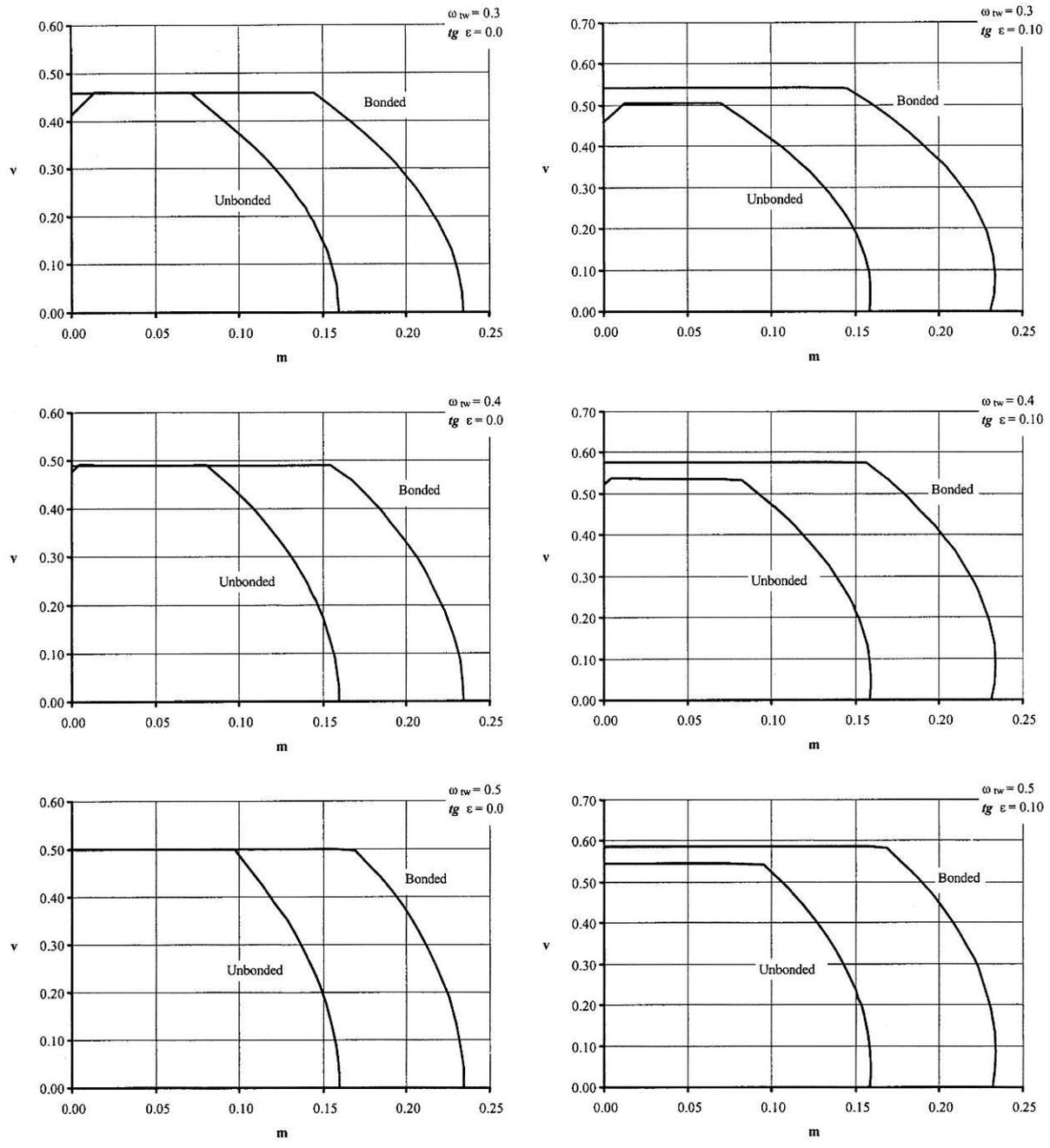


Figura 5 – Domini d'interazione.

Per l'elemento trasversale indagato è stata scelta la forma di un cassone, del quale, nel calcolo, si è assunta la sagoma al netto dei ringrossi e raccordi di spigolo (fig. 4).

Inoltre, per l'esempio in questione si sono adottati i seguenti parametri: $\omega_s = 0.1$, $\omega_w = 0.1$, $\omega_p = 0.25$, $r = 0.5$, $\gamma_c = 1.6$, $f_{syd} = 500$ MPa, $f_{ck} = 45$ MPa, $f_{pyd} = 1670$ MPa, $\sigma_{p\alpha} = 900$ MPa $\omega_w = 0.3 \div 0.4 \div 0.5$, $\text{tg } \varepsilon = 0.00 \div 0.10$.

Il tracciamento è stato fatto una prima volta assumendo la perfetta aderenza cavo-sezione, immaginando le armature di precompressione aderenti alla sezione trasversale e una seconda volta assumendo la mancanza totale di aderenza, con le armature di precompressione totalmente esterne alla sezione di calcestruzzo.

Dall'esame delle curve d'interazione, si deduce che anche nel caso di strutture dotate d'armatura di precompressione l'interazione tra taglio e flessione non può certamente essere trascurata.

Si evidenzia inoltre, in tutte e due i casi, l'effetto benefico dell'inclinazione del cavo che permette dei valori di taglio massimo superiori, come peraltro è stato riscontrato in moltissimi test sperimentali. Si vede come all'aumento di percentuale d'armatura trasversale d'anima, in tutti e due casi, corrisponda un miglioramento delle "performance" della struttura e non solo nei riguardi della sola sollecitazione di taglio.

Infine si nota, nel passaggio da precompressione aderente a precompressione non aderente, quale sia l'abbattimento in termini di capacità portante M-V (fig. 5).

Pertanto una corretta progettazione della struttura soprattutto nelle zone ove le due caratteristiche di

sollecitazione M-V sono presenti con ugual peso, non può prescindere da tale constatazione.

3. CONFRONTO SPERIMENTALE

Per valutare l'attendibilità e la generalità del modello proposto, ci si è proposto di iniziare una vasta campagna di confronto con valori di test effettuati in laboratorio e riportati in letteratura. In particolare fino ad ora sono stati rintracciate sette prove su travi dotate di armatura di precompressione non aderente e diciassette su travi dotate di armatura ordinaria.

Le prime sono riportate nel citato lavoro di Kiang-Hwee Tan e Chee-Khoon Ng [10] su travi a T dotate di armatura di precompressione, altre nove fanno parte di una serie di test condotti da P. Regan e H. Rezai-Jorabi, [8] ed otto di esse si rintracciano in un lavoro sperimentale di J. R. Robinson, J. M. Demorieux [9].

Nella valutazione dei carichi di collasso (F_{cal}) è stato trascurato il coefficiente di riduzione della resistenza per azioni di lunga durata $\alpha = 0.85$ in quanto si tratta di prove di breve durata. Nelle travi a T, per la generazione del modello, le armature d'ala sono state concentrate nelle mezzerie delle stesse.

Per la calibrazione di ampiezza del corrente teso si sono fatte due ipotesi:

ampiezza pari alla zona occupata da tutta l'ala d'intradosso (A_1 e B_1);

ampiezza pari alla dimensione fisica dell'armatura lenta presente nella sola ala d'intradosso (A_2 e B_2).

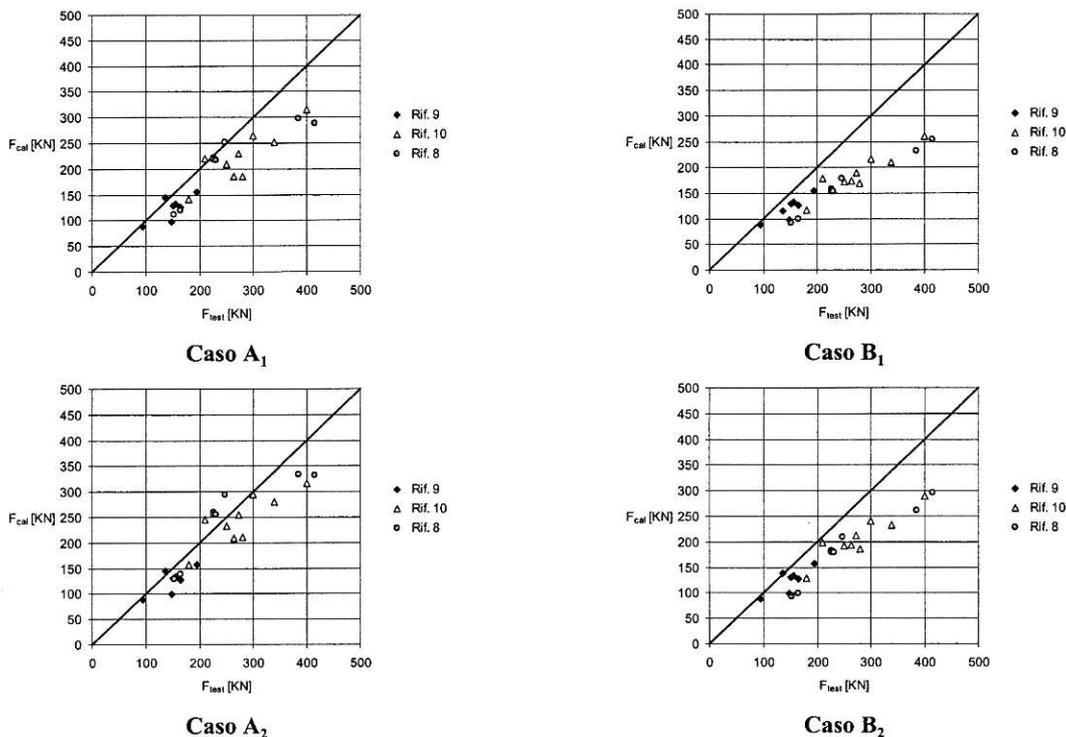


Figura 6 – Confronto sperimentale nei quattro casi di indagine

I casi A_1 e A_2 si differenziano dai casi B_1 e B_2 perché nei primi non si fa alcuna differenza tra resistenza del calcestruzzo d'anima e si assume anche per questo una resistenza pari a quella utilizzata per la flangia compressa f_{cd1} , mentre nei due secondi casi si assume una resistenza dei campi inclinati di calcestruzzo d'anima ridotta a f_{cd2} . L'analisi dei risultati sperimentali ci mostra che il modello riproduce la realtà abbastanza fedelmente, ed è molto sensibile alla riduzione di resistenza dei campi di calcestruzzo ed alla riduzione dell'ampiezza di zona centrale, deputata all'assorbimento degli sforzi taglianti (fig. 6).

Nei casi B_1 e B_2 , nei quali si è adottata la riduzione di resistenza, il modello si presenta come una "lower bound solution" coerentemente alle ipotesi sulle quali è stato costruito.

4. CONCLUSIONI

Il modello, proposto nel presente lavoro per gli elementi strutturali a doppio T in calcestruzzo precompresso sia ad armatura aderente che ad armatura esterna, consente di generalizzare quello già formulato nel caso di elementi dotati di sola armatura ordinaria. Appare evidente dai domini d'interazione tracciati come, anche con quest'ulteriore generalizzazione, esista un'effettiva interazione tra momento e taglio in entrambi i casi.

Il confronto tra il modello proposto, generalizzato al caso di armature di precompressione, ed alcune prove tratte dalla letteratura scientifica dimostra che il modello è coerente ai test sperimentali ed i risultati forniti sono sostanzialmente a favore di sicurezza quando si effettua una riduzione sulla resistenza del calcestruzzo d'anima e si attribuisce al corrente teso una dimensione fisica superiore alla sola area di armatura lenta effettivamente disposta. Tali risultati sono in accordo con quelli ottenuti in precedenti lavori che riguardano strutture provviste di sole armature ordinarie.

Il confronto tra le strutture ad armatura di precompressione aderente alla sezione e quelle dotate di armatura esterna mostra qual è l'entità della perdita di capacità portante, già nota peraltro in termini di solo momento flettente a collasso.

Il modello proposto permette, invece, di valutare tale riduzione, in termini globali, sulla caratteristica composta di taglio e momento flettente ($V - M$) e come questa sia influenzata da alcuni fattori quali la percentuale meccanica delle staffe e l'inclinazione dei cavi.

Tale studio si inserisce in un filone che tende ad evidenziare come non sia possibile considerare le caratteristiche di sollecitazioni separatamente ma occorre anche nel calcestruzzo armato, sia esso precompresso o meno, studiare e progettare i sistemi resistenti prendendo in conto le diverse caratteristiche di sollecitazione presenti e la loro interazione.

Infine, nell'articolo si mostrano, ancora una volta, le potenzialità dell'uso dei domini di resistenza per una progettazione meditata e per una scelta delle soluzioni che sia, allo stesso tempo, sintetica e razionale.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] G. Fanti, G. Mancini, "Shear-prestressing interaction in Ultimate Limit State Design" - Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, 1994, Halifax, August 8-11/94
- [2] G. Fanti, G. Mancini, A. Recupero, "Shear and Torsion Design of Structures Prestressed with Unbonded Tendons", General C.E.B. Assembly - Berlin 1995
- [3] G. Puleri, G. Russo, Zingone (1991), "Flexure-Shear Interaction Model for Longitudinally Reinforced Beams", ACI JOURNAL V. 88, No. 1, January-February 1991
- [4] G. Puleri, G. Russo (1997), "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams under Flexure and Shear", ACI JOURNAL V. 94, No. 3, May-June 1997
- [5] G. Mancini, A. Recupero, "Interazione tra Azione assiale, Momento e Taglio nelle Strutture in c.a.", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano - Vol. 20
- [6] A. Recupero, A. D'Aveni, A. Ghersi, "N-M-V Interaction Domains for Box I-shaped Reinforced Concrete Members" - ACI Structural Journal - Gennaio 2003
- [7] F. Bach, M.W. Braestrup, M.P. Nielsen, "Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams" I.A.B.S.E. Proceedings, P15, 1978
- [8] P. Regan, H. Rezai-Jorabi, "The Shear Resistance of Reinforced Concrete I-Beams", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano - Vol. 9, 1987
- [9] J. R. Robinson, J. M. Demorieux, "Essais de Poutres en double té en Béton Armé", Annales de l'ITBTP, Beton n° 153, Jan.1976, Paris
- [10]-Kiang-Hwee Tan e Chee-Khoo Ng, "Effect of Shear in Externally Prestressed Beams" ACI Structural Journal, V. 95, No. 2, March - April 1998

OTTIMIZZAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI SOLAI ALVEOLARI

Luca Sgambi¹, Luciano Catallo², Franco Bontempi³

¹ Diplomato alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano, Dottorando in Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. luca.sgambi@uniroma1.it

² Dottorando in Ingegneria Strutturale, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza". luciano.catallo@uniroma1.it

³ Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza". franco.bontempi@uniroma1.it

SOMMARIO

Obiettivo di questo lavoro è la progettazione automatica dei solai alveolari. Tale progettazione è basata su una procedura di ottimizzazione in grado di valutare la forma della sezione trasversale più efficace. La procedura proposta fa esplicito utilizzo degli algoritmi genetici, ed in questo processo sono tenute in conto in particolare sia le tensioni causate dai sovraccarichi variabili sia quelle dovute ai carichi di precompressione. Le prime sono valutate utilizzando un modello globale agli elementi finiti, mentre le ultime sono valutate utilizzando un modello locale agli elementi finiti. Le analisi strutturali sono state condotte utilizzando un codice commerciale guidato da un codice "ad hoc", scritto in linguaggio di programmazione FORTRAN.

SUMMARY

Objective of this work is the automatic design of a precast slab floor. This design is based on an optimization procedure able to find the cross section shape more reliable. The proposed optimization process is based on a genetic algorithm and both tension caused by live loads and precast loads are considered. The live load stresses are evaluated using a global finite element model, while a reliable evaluation of the stresses due to precast load is made using a local finite element model. The structural analyses are developed using a commercial code driven from an ad-hoc code.

1. INTRODUZIONE

Nel campo della prefabbricazione i solai alveolari occupano, per le loro caratteristiche di qualità, versatilità ed economia, un posto di sicuro rilievo sia in ambito nazionale sia internazionale. Essi costituiscono una tipologia particolare di impalcati in calcestruzzo con vuoti di alleggerimento; generalmente possono essere precompressi o ad armatura lenta. Nel primo caso l'acciaio armonico, che costituisce l'unica armatura della lastra alveolare, è inserito in fili o trefoli nella soletta situata sotto le nervature, ove la sezione di calcestruzzo permette un ottimale avvolgimento dell'acciaio. L'armatura di precompressione, pretesa prima del getto della lastra, trasmetterà la forza di precompressione al calcestruzzo nella così detta zona di ancoraggio (o di trasmissione). L'aderenza delle armature di precompressione è

notevolmente influenzata dalla possibile condizione fessurata del calcestruzzo nella zona di trasmissione.

Le principali cause di fessurazione di questa zona sono da ricercarsi nella presenza dei seguenti campi tensionali, causati dalla pretensione dell'acciaio:

- tensioni da effetto cuneo;
- tensioni da bustering;
- tensioni da spalling.

In particolare, nella progettazione di questa tipologia di solaio, grande importanza si deve riservare alla verifica sulle tensioni da spalling. L'effetto spalling causa infatti fessure che si propagano molto velocemente all'interno della nervatura del solaio, causandone il distacco dalla soletta inferiore.

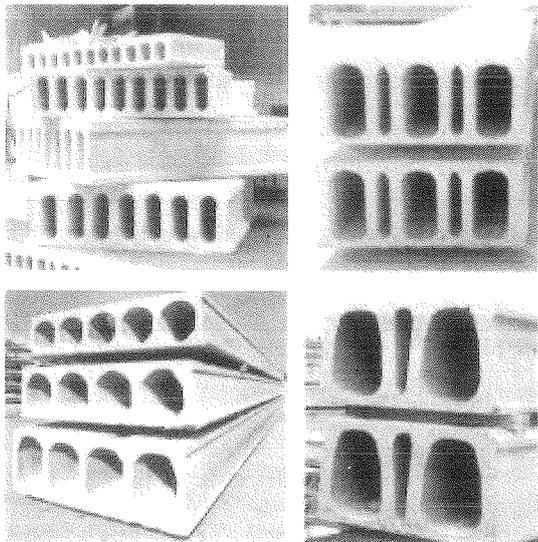


Figura 1 - Sezioni di lastre alveolari da solaio [5]

Dovendo la lastra di solaio subire movimentazioni in fabbrica, durante il trasporto e la posa in opera, è di notevole importanza poter garantire un'adeguata soglia di sicurezza rispetto alle trazioni che si sviluppano nella zona di trasmissione [5], [14].

2. TENSIONI DA SPALLING

Come detto in precedenza, le tensioni da spalling sono limitate alla zona di trasmissione della pretensione, e sono tensioni che hanno direzione ortogonale rispetto all'asse longitudinale del solaio. La loro verifica è regolamentata dalla Norma Europea EN 1168, Art. 4.3.3.2 [5].

La tensione da spalling dovrà essere verificata per la nervatura più armata, eseguendo una sovrapposizione degli effetti nel caso siano presenti trefoli di diametro diverso. In particolare, questa tensione (σ_{sp}) dovrà essere minore del valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo ($f_{ctk0.05}$):

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctk0.05}$$

$$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{cm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

La normativa, in conformità ad evidenze sperimentali, fornisce una relazione per il calcolo della tensione verticale σ_{sp} .

Il calcolo della tensione verticale da spalling può anche essere eseguito tramite un'accurata modellazione numerica del fenomeno. Tuttavia, il confronto tra i risultati numerici ed i valori forniti dalla normativa mostra una buona verosimiglianza dei risultati ottenuti con i due differenti procedimenti [13].

Anche se mediamente i risultati sono in accordo, vi sono geometrie particolari del solaio per le quali la verifica di normativa sottostima di circa un 20% le tensioni verticali calcolate da un'analisi numerica accurata.

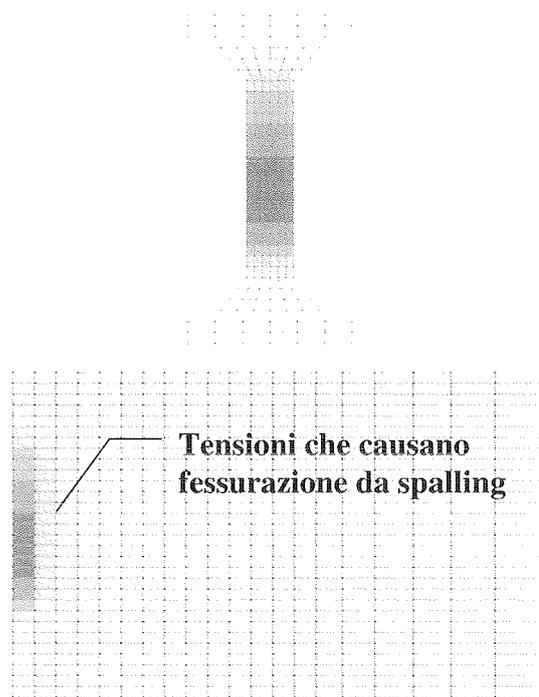


Figura 2 - Zone di massima concentrazione della tensione verticale di trazione

3. PROGETTAZIONE AUTOMATIZZATA DEI SOLAI ALVEOLARI

In questo lavoro si presenta un procedimento automatizzato per il dimensionamento di una lastra alveolare precompressa. La lastra di solaio considerata possiede una lunghezza di 8 metri e deve essere in grado di portare un sovraccarico utile di 8 KN/m^2 (oltre il peso proprio del solaio alveolare).

Il dimensionamento della lastra deve tener conto sia delle tensioni che si sviluppano in fase di esercizio, sia di quelle che nascono all'atto della precompressione del calcestruzzo.

Una modellazione numerica, in grado di fornire una risposta tensionale affidabile in entrambe le situazioni di verifica, sarebbe troppo onerosa in termini di tempo di calcolo in un'ottica di progettazione automatizzata.

Le tensioni in esercizio dipendono, infatti, dal comportamento globale della lastra soggetta ai carichi verticali, mentre le tensioni di trazione all'atto della precompressione sono tensioni locali, che interessano soltanto le estremità della lastra.

Per cogliere in modo affidabile le tensioni causate dalla precompressione è necessario un modello numerico raffinato, come la modellazione tridimensionale della testata del travetto presentata in Figura 2 [13]. Le tensioni in esercizio possono invece essere calcolate con modelli meno raffinati, ma in grado di discretizzare tutta la struttura, per coglierne il comportamento flessionale globale.

Il modello globale considerato in questo lavoro è costituito dalla discretizzazione di un travetto della lastra eseguita tramite elementi di tipo shell, opportunamente vincolati per tener conto delle simmetrie di riflessione e di

traslazione. Da questo modello si estraggono le tensioni prodotte dalla precompressione e dai carichi verticali per le verifiche globali di flessione (vedi Figura 3), secondo un processo di sottostrutturazione.

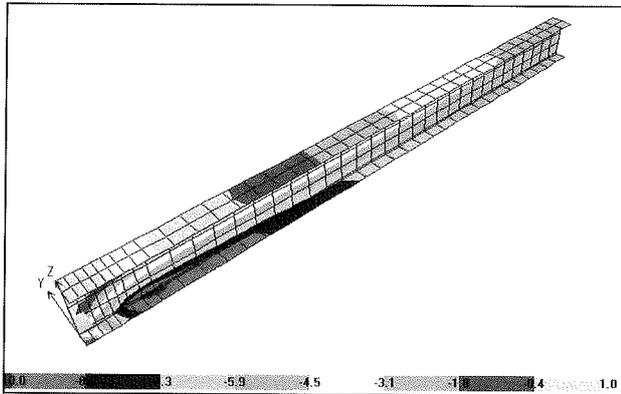


Figura 3 - Campo di tensione longitudinale prodotto dai carichi verticali e dalla precompressione (modello globale)

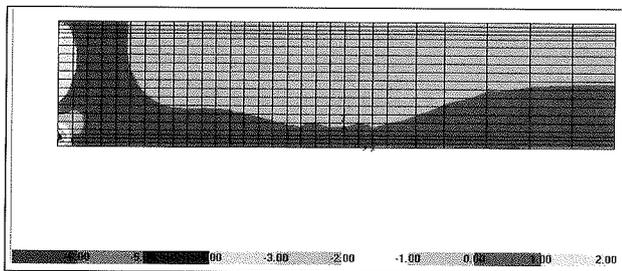


Figura 4 - Campo di tensione verticale prodotto dalla precompressione (modello locale)

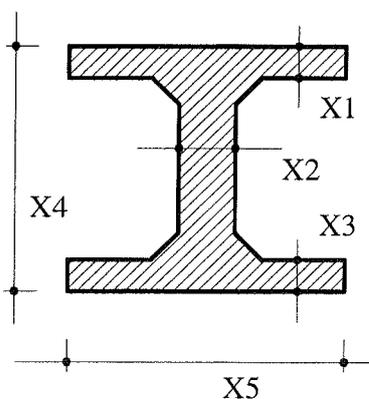


Figura 5 – Grandezze assunte come variabili nel processo di ottimizzazione

Il modello locale prevede una discretizzazione più fitta della zona di transizione (Figura 4). Per questo modello si è scelto di utilizzare elementi membranali. La scelta di

modellare il fenomeno di diffusione delle azioni di precompressione come un fenomeno in stato piano di sforzi è avallata dal piccolo spessore del travetto, rispetto all'altezza della sua anima (vedere anche la Figura 2).

In Figura 4 sono riportate le tensioni verticali prodotte dalla precompressione; la zona cerchiata evidenzia le tensioni verticali che causano fessurazione da spalling.

In Figura 5 sono schematizzate le grandezze assunte come variabili durante il dimensionamento automatico della sezione del travetto, a cui si aggiunge una sesta variabile riguardante la pretensione nei trefoli.

In Tabella 1, inoltre, è fornita una descrizione delle variabili stesse. Le suddette variabili saranno ottimizzate con lo scopo di minimizzare il peso del solaio, garantendo le verifiche degli stati tensionali globali e locali.

Tabella 1 – Descrizione delle variabili analizzate

VARIABILE	DESCRIZIONE
X1	Spessore soletta superiore
X2	Spessore anima del travetto
X3	Spessore soletta inferiore
X4	Altezza solaio
X5	Interasse travetti
X6	Forza di pretensione nei trefoli

4. GLI ALGORITMI GENETICI

Gli algoritmi genetici sono una procedura evolutiva stocastica, tramite la quale una popolazione iniziale di individui è fatta evolvere con lo scopo di valutare il migliore od il peggiore individuo appartenente ad essa.

La popolazione è composta da un numero prefissato di individui, i quali rappresentano un particolare stato del problema che si sta ottimizzando. Ad esempio, nel caso in esame, ogni individuo rappresenta una sezione con caratteristiche geometriche differenti. Il valore assunto dalle variabili del problema di ottimizzazione caratterizza uno specifico individuo. Queste variabili, opportunamente tradotte in base binaria, rappresentano il codice genetico dell'individuo [6].

La popolazione iniziale di individui (sezioni con caratteristiche differenti) è creata in modo casuale. In base al codice genetico di ogni individuo, si generano, all'interno del codice di calcolo commerciale, i modelli strutturali globali e locali, visibili nelle Figure 3 e 4. Su questi modelli si eseguono le analisi strutturali, ed in particolare si valutano i massimi valori delle tensioni.

L'ottimizzazione prevede la ricerca della configurazione del solaio con il minimo peso, atto a soddisfare le verifiche tensionali locali e globali. In tal modo, le verifiche sulla tensione costituiscono i vincoli al problema di ottimizzazione.

In base al codice genetico di ogni individuo, è poi possibile calcolarne il volume e quindi il peso. In questo lavoro la funzione di fitness, che regola il processo di ottimizzazione, è stata assunta funzione del peso di ogni individuo.

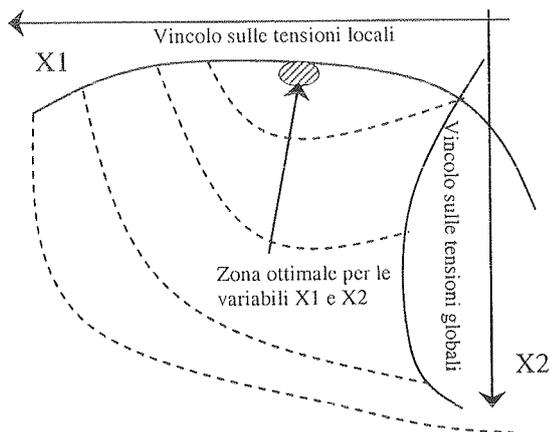


Figura 6 - Spazio di progetto e vincoli, nel caso di un problema a due variabili

Eseguite le analisi strutturali è quindi possibile ordinare tutti gli individui della popolazione che rispettano i vincoli tensionali (Fig. 6), in base al valore della loro funzione di fitness e, tramite l'applicazione di diversi operatori genetici (riproduzione, crossover, mutazione), costruire una nuova popolazione con un valore della funzione di fitness mediamente più alto.

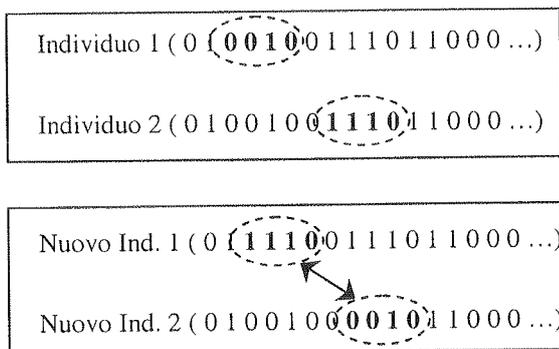


Figura 7 - Operazione di Crossover di due individui eseguita dal codice genetico

Questo procedimento viene ripetuto per un numero adeguato di cicli, sino a che la popolazione di individui non raggiunga uno stato di riproduzione adeguatamente stabile, ossia fino a che un opportuno criterio di convergenza non sia soddisfatto.

Come in precedenza detto, le 6 variabili assunte nella progettazione sono trasformate in codice binario e la stringa di 0 ed 1 così formata (Fig.7 e 8) rappresenta il codice genetico di un particolare individuo.

Durante il processo di ottimizzazione, i valori assunti dalle variabili sono vincolati a variare negli intervalli riassunti in Tabella 2.

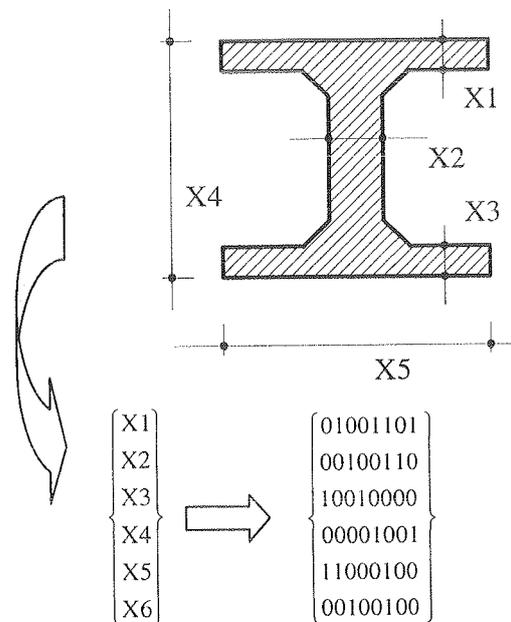


Figura 8 - Traduzione in codice genetico binario delle caratteristiche sezionali

Tabella 2 – Vincoli sui valori delle variabili

VINCOLO	VALORE
Spessore soletta superiore	$25 \leq X1 \leq 70$ mm
Spessore anima del travetto	$35 \leq X2 \leq 90$ mm
Spessore soletta inferiore	$25 \leq X3 \leq 70$ mm
Altezza solaio	$250 \leq X4 \leq 450$ mm
Interasse travetti	$150 \leq X5 \leq 400$ mm
Forza di pretensione nei trefoli	$50 \leq X6 \leq 150$ kN

Gli intervalli di libertà sulle variabili permettono di considerare, nel processo di ottimizzazione, sezioni di solaio con forme e dimensioni molto differenti, come schematicamente mostrato in Figura 9.

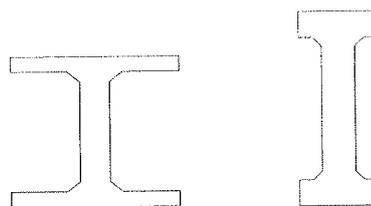


Figura 9 - Esempi di sezioni riproducibili dal codice genetico

5. IMPLEMENTAZIONE DEL PROCESSO DI OTTIMIZZAZIONE ATTRAVERSO CODICE DI SERVIZIO E RISULTATI

Difficilmente i codici di calcolo commerciali dispongono di algoritmi di ottimizzazione robusti.

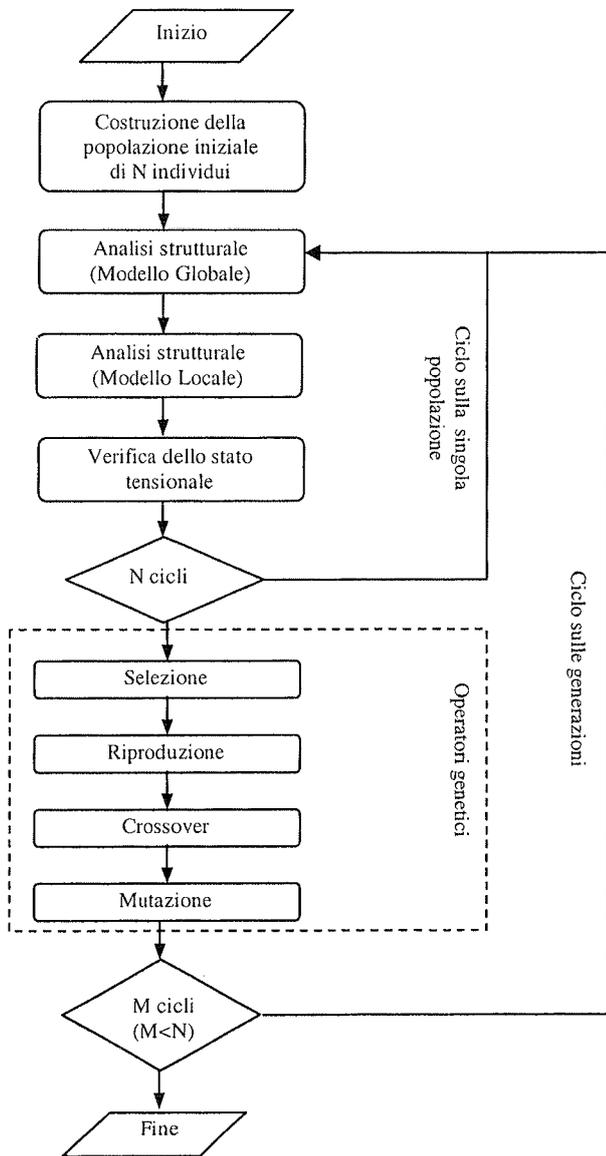


Figura 10 – Flow-chart del codice di servizio implementato

Molti programmi commerciali dispongono tuttavia della possibilità di essere utilizzati da riga di comando, anche se questo risulta chiuso (il codice sorgente non è modificabile dall'utente) o non ha la possibilità di utilizzare user subroutines. Questa particolare caratteristica, oggi quasi interamente soppiantata dalla presenza dell'interfaccia grafica, permette notevoli possibilità di sviluppo attorno al codice commerciale. Problemi specifici che si possono affrontare tramite l'utilizzo di *codici di servizio* riguardano

l'ottimizzazione, il controllo strutturale, i fenomeni di interazione, il trattamento delle incertezze ed altre problematiche che non sono affrontate nella programmazione di codici commerciali.

La Figura 10 mostra il diagramma di flusso del codice di servizio, implementato in linguaggio FORTRAN. In questo schema, le voci presenti sotto la denominazione "Analisi Strutturali" possono essere ulteriormente scomposte in ulteriori sotto-voci, come di seguito mostrato:

Analisi strutturali {
- Formazione del file di input
- Elaborazione (Codice Comm.)
- Lettura del file di output

Queste voci rappresentano l'interfaccia tra il codice di servizio ed il codice commerciale di calcolo strutturale.

Le analisi genetiche, per le analisi qui riportate, sono state eseguite su di una popolazione di 70 individui, che è stata rigenerata 200 volte. I parametri di probabilità che governano gli operatori di crossover e di mutazione sono stati assunti rispettivamente pari a 0.85 e 0.02 [7], [16].

In Tabella 3 sono riassunti i valori ottenuti per le sei variabili al termine del processo di ottimizzazione, mentre la Figura 11 riproduce l'evoluzione della forma della sezione durante le varie generazioni della popolazione.

Tabella 3 – Valori delle variabili al termine del processo di ottimizzazione

VARIABILE	VALORE
Spessore soletta superiore	25 mm
Spessore anima del travetto	35 mm
Spessore soletta inferiore	25 mm
Altezza solaio	320 mm
Interasse travetti	350 mm
Forza di pretensione nei trefoli	106 kN

6. CONCLUSIONI

Le tensioni da spalling risultano molto pericolose in quanto tendono a scollare le nervature dalla soletta inferiore del solaio, zona in cui inizia la diffusione delle tensioni di precompressione verso la soletta superiore ancora inerte. La pericolosità di queste tensioni è aumentata dal rischio di un innesco di fessurazione, causato da urti accidentali della testata della lastra alveolare durante la movimentazione in fabbrica, il trasporto, il sollevamento e la posa in opera delle stesse.

Una procedura di progettazione automatica deve considerare, quindi, sia gli stati tensionali globali che locali. Per far ciò è auspicabile l'uso di diverse modellazioni atte a riprodurre, ciascuna, uno specifico fenomeno fisico, ad una opportuna scala strutturale. L'utilizzo di tecniche di ottimizzazione automatiche può portare alla definizione di sezioni adeguatamente dimensionate, in modo tale da contenere le tensioni all'interno di valori accettabili e, contemporaneamente, di rendere minima una o più specifiche variabili di progetto.

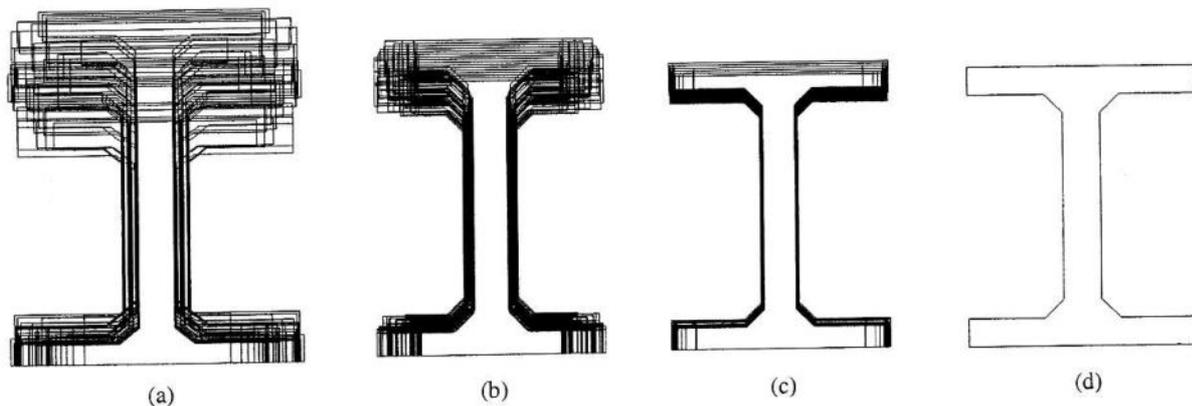


Figura 11 - Evoluzione del processo di ottimizzazione della sezione: (a) popolazione iniziale; (b) popolazione dopo 100 rigenerazioni; (c) popolazione dopo 150 rigenerazioni; (d) individuo migliore

In questo lavoro si è presentato il dimensionamento automatico di un solaio alveolare precompresso, tale da avere il minimo volume di calcestruzzo, nel rispetto delle tensioni in esercizio ed in fase di precompressione.

Si è infine mostrato come l'utilizzo di codici commerciali accoppiati con codici di servizio agevoli notevolmente la scrittura dei codici di ottimizzazione strutturale.

7. RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato reso possibile grazie ai fondi prelevati dal COFIN2002, di cui è responsabile scientifico Franco Bontempi, professore straordinario dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza".

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI F., BONTEMPI F., GARAVAGLIA E. - 2003, Uncertainties in the nonlinear analysis of masonry bridge structures, *ICOSSAR Conference*, Barcelona.
- [2] BONTEMPI F., MALERBA P.G., ROMANO L. - 1994, Formulazione diretta secante dell'analisi non lineare di telai in C.A. e C.A.P., *Studi e Ricerche*, n. 16.
- [3] BONTEMPI F., MALERBA P.G., ROMANO L. - 1994, Il modello MCFT nell'analisi per elementi finiti di strutture piane in C.A., *Studi e Ricerche*, n. 16.
- [4] BONTEMPI F., SGAMBI L. - 2002, Analisi tridimensionale di pile da ponte a doppia lama, *Giornate AICAP 2002*, Bologna.
- [5] CAPUANO G. & Al. - 1998, *Il solaio alveolare. Progettazione ed impieghi*, ASSAP.
- [6] CATALLO L. - 2000, *Analisi non lineare di strutture in CA/CAP mediante algoritmi genetici di ottimizzazione*, Tesi di Laurea Università "La Sapienza", Roma.
- [7] CATALLO L. - 2003, Reliability structural assessment of concrete structures using genetic algorithms and nonlinear analysis, *Proceedings of Second MIT Conference*, Boston.
- [8] CATALLO L., SGAMBI L., TRANQUILLI S. - 2003, Design optimization of tall steel buildings, *Proceedings of ISEC02 Conference*, Rome.
- [9] GOMEZ C. - 2001, *Sulle differenze di capacità portante deducibili dalle teorie a fessurazione diffusa*, Tesi di Specializzazione Scuola F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.
- [10] LEE D.D. - 2000, Stresses and Crack Angles in Concrete Membrane Elements, *Journal of Structural Engineering*.
- [11] MALERBA P.G. - 1998, *Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato*, CISM Udine.
- [12] RAMIREZ - 1998, Structural Forum, *Journal of Structural Engineering*.
- [13] SGAMBI L. - 2000, *Modellazione tridimensionale di strutture in C.A. e C.A.P. in campo non lineare*, Tesi di Specializzazione Scuola F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.
- [14] SGAMBI L. - 2002, Analisi tridimensionale delle tensioni generate dalla precompressione nei pannelli alveolari, *Congresso CTE*.
- [15] SGAMBI L. - 2003, Fuzzy based approach for the reliability assessment of reinforced concrete two-blade slender bridge piers using three-dimensional nonlinear analysis, *Proceedings of Second MIT Conference*, Boston.
- [16] SGAMBI L., BONTEMPI F., BIONDINI F., FRANGOPOL D.M. - 2004, Handling Uncertainties in Optimal Design of Suspension Bridges with Special Emphasis on Load, *ESREL Conference*, Berlin.
- [17] VECCHIO F.J., COLLINS M.P. - 1988, Predict the response of reinforced beams subjected to shear using modified compression field theory, *ACI Structural Journal*.
- [18] VECCHIO F.J. - 1989, Non linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes, *ACI Structural Journal*.

PROGETTARE PER LA SOSTENIBILITÀ: ... CONFRONTO TRA LE “TEMATICHE” LEGATE AL PROCESSO PROGETTUALE E LE “PROBLEMATICHE” DEL PROCESSO COSTRUTTIVO

Rosa Maria Vitrano¹

¹ Architetto, Dipartimento di Progetto e Costruzione Edilizia, Palermo.

SOMMARIO

La memoria descrive ed illustra il ruolo che l'edificio è vincolato a svolgere. Nel dar rilievo ai molteplici interrogativi, si intende interpretare in prim'ordine il rapporto tra l'edificio ed il contesto urbano, sociale ed economico in cui si inserisce, in secondo esprimersi sulla necessaria sintesi tra le forme... e la struttura che lo realizzano ed infine su una ricerca che sia qualitativa, per migliorare le condizioni dell'edificio e dell'utenza che ne fruisce.

SUMMARY

Memory documents the role that building is called develop. Trying to answer these questions the present memory intends firstly to analyze the connection between building and urban, social and economical contest.

Secondly, the memory expresses itself on the necessary synthesis between the forms and structure and on qualitative search in building sustained by the structural strength which makes them possible.

1. PREMESSA

Progettare per la sostenibilità significa “fare architettura” ponendosi in termini critici di fronte all'impoverimento qualitativo di non poche architetture del nostro tempo.

L'impoverimento qualitativo delle costruzioni è derivato anche dall'adozione di soluzioni tecnologiche e morfologiche dissociate dall'ambiente, inteso sia come luogo geografico con determinate caratteristiche climatiche, sia come luogo di cultura, tradizioni, esigenze delle utenze, che vivranno in uno specifico spazio e si relazioneranno in prima persona all'organismo architettonico. [11]

Progettare per la sostenibilità significa dunque tenere in conto tali fattori quali principi inderogabili del costruire.

2. IL CALCESTRUZZO STRUTTURALE

2.1 Aspetti tecnologici ed aspetti formali delle costruzioni in calcestruzzo strutturale

Lo sviluppo delle tecnologie applicate allo studio dei materiali da costruzione ha portato a concepire alla fine dell'ottocento, ma soprattutto nei primi del '900, nuovi materiali artificiali, come l'acciaio e il calcestruzzo di cemento armato, con particolari caratteristiche prestazionali che hanno consentito l'adozione di un nuovo criterio costruttivo: il sistema intelaiato. Le strutture intelaiate in calcestruzzo di cemento armato garantiscono un elevato grado di resistenza alla deformabilità e questo per le caratteristiche intrinseche dei materiali che lo compongono. Le elevate caratteristiche di resistenza del cls di c.a. hanno infatti consentito, rispetto alle più antiche tecniche costruttive, una notevole riduzione delle sezioni resistenti degli elementi strutturali. Tali caratteristiche determinano anche una riduzione delle forze d'inerzia generate dall'accelerazione sismica, impossibile nelle costruzioni in muratura portante, caratterizzate da una notevole massa e quindi sottoposte ad una maggiore intensità

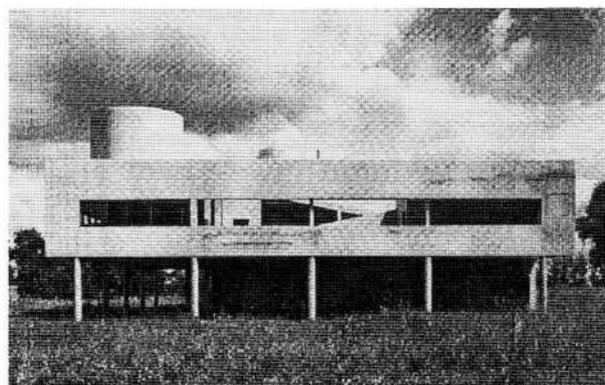


Foto 1- Le Corbusier, Villa Savoye (GA Document n.1)

delle forze d'inerzia.

Nel complesso percorso evolutivo dei sistemi costruttivi i materiali hanno dunque avuto un ruolo determinante sia sotto il profilo prettamente strutturale, dando luogo a strutture più solide e resistenti, sia dal punto di vista formale, facendo acquisire all'organismo architettonico più leggerezza e flessibilità, una nuova spazialità più consona ai luoghi ed ai tempi.

In particolare il “calcestruzzo strutturale” ha saputo conquistare vari campi di impiego delle costruzioni civili ed industriali Si è venuta creando una forma di sensibilità nei confronti delle capacità prestazionali delle costruzioni di calcestruzzo strutturale..... Queste alcune tra le principali problematiche immesse nel dibattito di questo convegno che mi appaiono sostanziali per evidenziare quanto “allo scopo di eliminare gli eventuali difetti acquisiti ovvero originari e di potenziare le prerogative del calcestruzzo strutturale.” sia importante evidenziare un fattore sostanziale delle cause di degrado che si innescano nel calcestruzzo strutturale, ovvero la mancata corrispondenza il più delle volte tra questa, per

certi versi geniale tecnica costruttiva, e le forme che da essa scaturiscono.

"In generale le cause del degrado possono sintetizzarsi in: cause che scaturiscono da errata progettazione e direzione dei lavori; cause di errate tecniche costruttive; cause che scaturiscono da mancata manutenzione o da fattori esterni più o meno controllabili. Precisarne i confini non è semplice dal momento che il degrado è per lo più il risultato dell'insieme di questi fattori"[2].

In tutte queste causali però la responsabilità del progettista è inderogabile. Anche per l'ultima causale relativa ai fattori esterni il progettista ha delle responsabilità in quanto è necessario prevedere gli eventuali e possibili attacchi esterni al manufatto, ovvero smog, gas di scarico, piogge acide etc scegliendo i materiali e le forme più idonee.

Le forme dei manufatti hanno una precisa responsabilità nei confronti del degrado e questa affermazione è avvalorata da precise costatazioni storico-critiche.

Negli anni del movimento moderno il linguaggio relativo alla forma del manufatto edilizio ha subito grandi innovazioni, sia in termini concettuali (pensiamo al principio della "linea pura" di Le Corbusier), che in termini costruttivi. Gli organismi architettonici trascurarono però in molti casi, tutta una serie di accorgimenti utili a prevenire il degrado nelle strutture, a cominciare dalla copertura a falde inclinate sostituita dalle piatte terrazze. In nome dei volumi semplici e funzionali spesso si crearono scatole di cemento talvolta arricchite da "inutili orpelli" innescanti degradi di ogni genere. [12]

Nella seconda metà del novecento si assistette alla realizzazione di opere in calcestruzzo strutturale talvolta lasciate all'intemperie perché superficialmente progettate, sotto il profilo della prevenzione, ed oggi miseramente ridotte in stato di degrado.

Testimonianze di tal "opere" si possono vedere in ogni parte del mondo: la unità d'abitazione di Le Corbusier, la chiesa di Michelucci sull'autostrada del Sole, il Bauhaus di Gropius, ognuna di queste è divenuta un elenco di degradi: effluorescenze, umidità ascendente, scrostamenti...

Qualsiasi opera costruita senza tenere in conto i requisiti della affidabilità e della durabilità dei materiali che la realizzano è destinata a trasformarsi invecchiando precocemente. Ed è questo precoce invecchiamento ciò che si registra in buona parte delle costruzioni realizzate nel novecento per cui, laddove non si è intervenuti con la necessaria e regolare opera di manutenzione, urge il recupero. [12]

Preme a questo punto considerare che la poca affidabilità attribuita oggi al calcestruzzo strutturale è sì frutto della mancanza di procedure di controllo della qualità riferite a tutte le fasi del processo costruttivo (prima accennate nelle cause generali) ma è altresì la risultante di una direi scellerata mancanza di controllo a partire dal progetto che dovrebbe essere più sensibile anche nell'adeguare la forma alle scelte strutturali.

Alcuni accorgimenti del passato relativi a cornici, pensiline, gradini, velette a protezione dei ballatoi dei balconi etc non erano progettati e realizzati per rispondere soltanto a finalità decorative ma a precisi accorgimenti tecnologici; sono anche questi in realtà particolari che possiedono il compito di preservare la struttura.

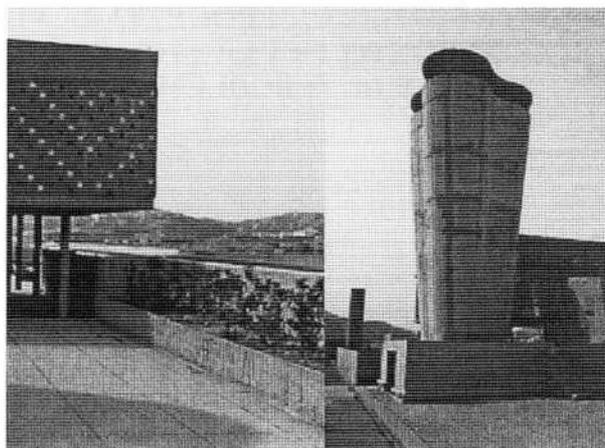


Foto 3- Le Corbusier, Unitè d' Abitation (F.S.Brancato)



Foto 4- Le Corbusier, Unitè d' Abitation (F.S.Brancato)

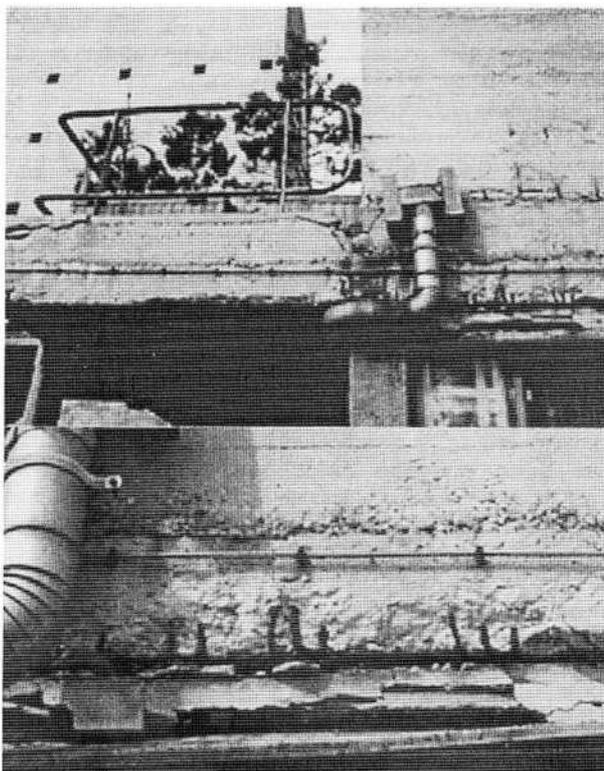


Foto 5- Le Corbusier, Unitè d' Abitation (F.S.Brancato)

Tali accorgimenti, magari obsoleti dal punto di vista tecnologico e formale, vanno sostituiti da altri più innovativi con forme consone al materiale di cui si compongono, ma non possono essere trascurati in nome dei volumi essenziali o di altre fiziose sperimentazioni architettoniche di poco rilievo, o peggio economizzando.

Diciamo pure che il linguaggio dell'architettura moderna (o meglio ciò che di questo è stato recepito dalla cultura comune) ha dato l'avvio inconsapevolmente al linguaggio anonimo delle nostre periferie, la speculazione edilizia ha fatto tutto il resto utilizzando un materiale ed una tecnica nuova (il calcestruzzo di c.a.) ed assoggettandola alle proprie esigenze, privando gli edifici dei requisiti più elementari dell'affidabilità, della sicurezza, della durabilità, i risultati pessimi sono sotto gli occhi di tutti. Per il precoce invecchiamento che si registra in buona parte delle costruzioni in calcestruzzo strutturale realizzate nel novecento laddove non si è intervenuti con le necessarie e regolari opere di manutenzione urge il recupero. Troppo spesso si sono utilizzati materiali di rivestimento con pericolosi giunti che permettono l'infiltrazione di acqua, intonaci o plastici non traspiranti o troppo permeabili, riseghe nei prospetti o rilievi che espongono la struttura a degradi di ogni genere. La compatibilità tra la forma ed il materiale che realizza la struttura è stata più volte disattesa. Progettare per la sostenibilità significa anche partire dai requisiti di fattibilità dello stesso materiale, che va trattato e messo in opera con i dovuti accorgimenti di prevenzione del degrado.

Eludere lo stretto rapporto tra il linguaggio formale e il linguaggio strutturale confidando solo nelle caratteristiche e nelle proprietà intrinseche del materiale è dunque pura utopia anzi peggio è incompetenza. Evidenziarne il rapporto e la sostanzialità vuol essere un invito a riflettere su una problematica, solo apparentemente retorica e superata, in realtà purtroppo ancora oggi presente. Lo scenario della città nuova ne è testimone.

3. RECUPERO E RIQUALIFICAZIONE

3.1 Migliorare le costruzioni in calcestruzzo strutturale

Il recupero del patrimonio edilizio ha un ruolo determinante nell'ambito dei processi di trasformazione urbana; in quanto è una delle strategie per il soddisfacimento della domanda di alloggi ed una via per il riequilibrio urbano e territoriale.

Per recupero edilizio si intende la riutilizzazione di manufatti preesistenti, degradati o obsoleti, ma tali da poter essere risanabili e riqualificabili; in altre parole per recupero si intende quell'operazione atta a risolvere gli eventuali danni presenti in un edificio riportandolo alle sue condizioni originarie di abitabilità e/o agibilità.

Da oltre un trentennio si discute sui termini di recupero, riqualificazione e manutenzione oggi... *Si è progressivamente affermata l'esigenza impegnativa ed ambiziosa di conseguire il miglioramento delle costruzioni esistenti, adeguarle alle nuove esigenze funzionali.*

Ovviamente parlare di recupero delle preesistenze edilizie significa porre i problemi del ruolo del processo tecnologico, in maniera diversa che nelle nuove costruzioni.

Il progetto di recupero edilizio, rispetto a quello della progettazione della nuova edilizia, presenta una diversa tipologia di intervento che è ovviamente condizionato e vincolato dalle limitazioni che l'esistente pone (alla

possibilità di modifica per l'adeguamento alle nuove esigenze) nel cercare, peraltro, di mantenere le caratteristiche intrinseche del manufatto. (Il concetto di vincolo, come è noto, si estende inoltre al rapporto con il luogo, alle condizioni abitative, alla qualità dell'immagine formale).

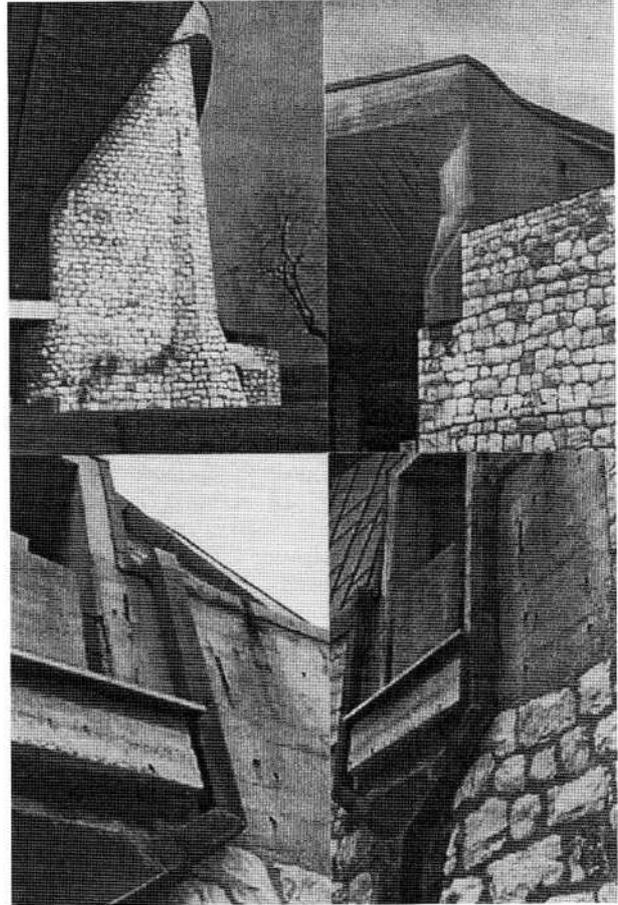


Foto 6—Michelucci, Chiesa sull'autostrada (F.S.Brancato)

Il recupero edilizio è ragionevolmente applicato su quei manufatti costruiti nel secolo scorso e soprattutto a partire da quegli anni '50, in cui la fuga dai centri storici degradati e la smania del nuovo, generò una crescita edilizia smisurata in termini quantitativi e spesso scadente in termini qualitativi.

Il '900 fu il secolo che vide diffondersi la costruzione di edifici in calcestruzzo di cemento armato, il più delle volte opere che, se dal punto di vista compositivo-formale, in alcuni casi, hanno grande valenza architettonica, dal punto di vista tecnologico spesso mostrano forti carenze costruttive. L'edilizia moderna ha un tasso di degrado superiore a quella del passato soprattutto se si considera la brevità dell'esistenza dei manufatti.

Il boom edilizio degli anni '50-'60, ha generato la città moderna "degradata" (che addirittura crolla sotto il peso di tante incongruenze), la periferia senza qualità, la perdita dei caratteri urbani locali, ma soprattutto la rottura con gli equilibri ambientali.

Oggi si riscontra una certa sensibilità alle problematiche sulla tutela dei beni culturali ed ambientali ma si fa fatica nel considerare il patrimonio edilizio tutto come risorsa. Vi è sempre un distinguo peraltro condivisibile tra ciò che è

importante conservare, valorizzare e ciò che è necessario qualificare, adeguare, mantenere.

Le ragioni, sia culturali che economiche, sono complesse e non è questo certamente l'ambito di discussione, ma ciò che mi preme mettere ancora una volta in rilievo è che persino le nostre periferie i cosiddetti "invasi di cemento" sono una realtà che va tutelata, migliorata se non altro in quanto facente funzione di valori economici (beni immobili) che l'individuo vuole trasmettere. Cercare delle soluzioni per il mantenimento di questi valori è divenuto prioritario.

Oggi si parla di "restauro del moderno", di riqualificazione delle periferie, anche in ambito accademico si prova a dar spazio a nuovi criteri estetici legati alle discontinuità del presente. Si tenta di storicizzare l'edilizia dell'ultimo secolo, di capirne le problematiche interne non solo in termini tecnicistici e strutturali ma anche concettuali. Gli anonimi edifici non sono più solo "mostri di cemento" da relegare allo scadimento del linguaggio architettonico, ma insieme di microambienti da riqualificare. Il fine è la ricerca di nuovi criteri per cui tali edifici divengano un nuovo sistema di segni materiali da decifrare quali testimonianze e documenti di una nuova identità urbana che va, per le ragioni prima citate, salvata, aiutata, potenziando laddove possibile, le sue prerogative migliori. La necessità di una salda consapevolezza teorica, storica, sociale ancorché tecnica e strutturale, è importante per scansare il rischio di cadere in un eccessivo tecnicismo, (per quanto utile esso stesso), ovvero in una fiducia acritica nella somma dei risultati da esso ottenibili. La ricerca dunque di una nuova consapevolezza

metodologica nel confronto continuo tra le tematiche storiche, sociali ed economiche legate al processo progettuale e le "problematiche" del processo costruttivo che le ha realizzate.

Migliorare gli edifici in calcestruzzo strutturale significa non solo ripotenziarli in termini materiali ma anche in termini culturali. Diviene necessario aprire il dibattito su un'educazione culturale più ampia, che tenti di comprendere quel che oggi sarà il passato del domani, un'educazione che è soggetta al divenire storico ed al mutare dei tempi. Bisogna fondare le ragioni del recupero e della riqualificazione su basi vitali, su una cultura calata nella realtà e nella conflittualità del presente che va compresa e migliorata.

Il miglioramento delle costruzioni esistenti prevede di apportare attraverso le nuove tecnologie quegli apparati informatici, telematici, climatici, oggi necessari per esplicitare le varie funzioni. Prevede peraltro provvedimenti di protezione nei confronti delle azioni sismiche.

Il recupero edilizio ha perciò svariati ambiti di lettura in quanto si applica su una realtà architettonica complessa, con differenti problematiche che riguardano sia il degrado che l'adeguamento alle nuove realtà dell'abitare.

Secondo i parametri di lettura sin qui esposti si è voluto dare al recupero due significati: il primo più tradizionale che vede il recupero come disciplina che interviene a fronteggiare i danni provocati dal tempo e, il più delle volte, da un'edilizia costruttivamente ingenua e sprovvista; il secondo più concettuale e legato alle ultime "tendenze innovative", che vedono il recupero indirizzato anche alla riutilizzazione e riqualificazione del manufatto edilizio.

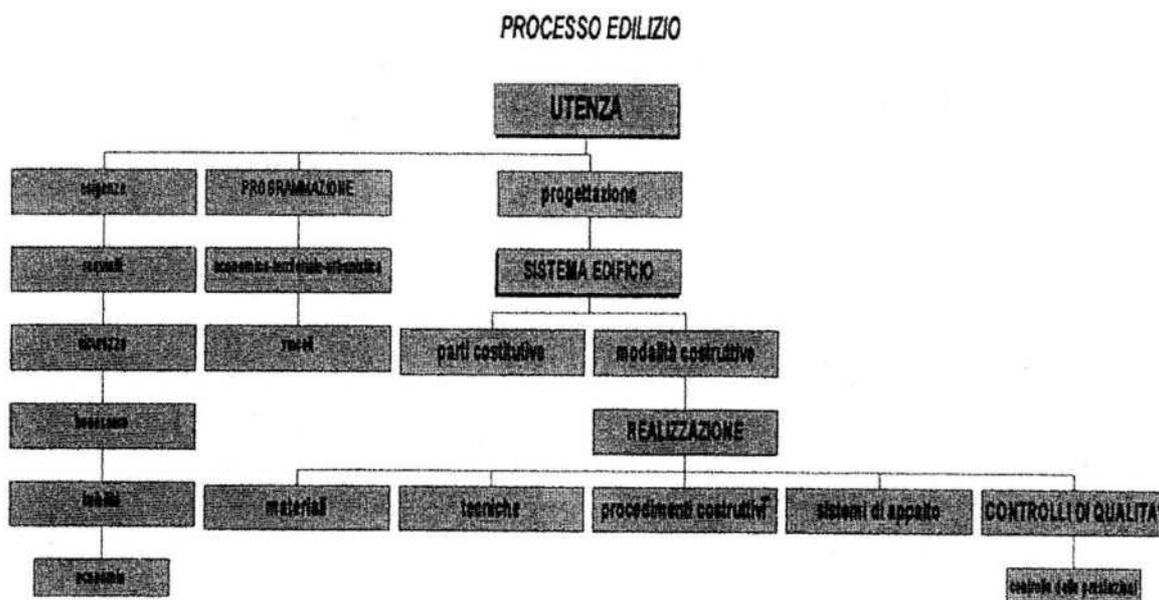


Fig. 1

3.2 Sostenibilità e innovazione: il miglioramento delle prestazioni dei componenti e delle strutture

Nell'ottica di dare risposte concrete e confacenti al secolo che stiamo vivendo, è importante continuare a investigare sulle molteplici problematiche presenti nel campo del recupero degli edifici in calcestruzzo strutturale, con la messa a punto anche di innovativi ed appropriati strumenti operativi, e soprattutto va sostenuta la ricerca della sostenibilità già a partire dal progetto, sia esso di recupero che di nuova costruzione.

Progettare in modo sostenibile significa soddisfare le esigenze dell'utenza anche in termini di innovazione, senza intaccare la qualità dell'ambiente. Significa ricercare nuovi modelli di sviluppo.

Il progetto teso a tal fine deve essere il risultato di una ponderata sintesi delle conoscenze nei vari ambiti del costruire, divenuti ormai sempre più specialistici e deve avere per obiettivo la ricomposizione della frattura tra innovazione e sostenibilità.

L'innovazione è il costruire apportando del nuovo a precedenti magisteri, attraverso l'immissione nei procedimenti costruttivi di un nuovo materiale o di una nuova tecnica che possano apportare delle migliorie anche in termini di resistenza, durabilità e manutenibilità etc... L'innovazione è in tal senso legata ai processi produttivi e all'evoluzione delle tecniche. Il passo tra l'innovazione ed il recupero è sempre più breve dal momento che il recupero stesso prevede certamente un'innovazione del manufatto, laddove migliora le condizioni dello stesso.

Ed è proprio l'innovazione tecnologica che sta ponendo sempre più in sinergia l'architettura e la tecnologia; il progetto e le soluzioni strutturali e formali, ponendo il discorso sui termini della "costruibilità" e "fattibilità", ritorna la *Firmitas, Venustas, Utilitas* vitruviana.

Quel che invece è veramente innovativo è la coscienza sempre più diffusa di voler operare in maniera sistematica affrontando scelte in base a studi analitici e diagnostici regolamentati e supportati anche dai nuovi sistemi informatici. Vi è oggi nel campo del recupero sempre più la tendenza a voler programmare ed indirizzare le scelte secondo precisi parametri operativi di riferimento che sino a qualche anno addietro risultavano vaghi e confusi e perciò difficilmente interpretabili.

Queste operazioni devono essere ricondotte non alla conservazione statica dello scenario abitativo, quanto alla trasformazione dinamica del preesistente finalizzata alla qualità e sostenibilità dell'edilizia.

Una logica "sostenibile" che possa indirizzare il percorso progettuale dalle prestazioni dei singoli componenti strutturali all'ottimizzazione delle caratteristiche ambientali.

Orientare le metodologie progettuali in tal senso è un compito estremamente complesso. La constatazione che gli interventi finora attuati, il più delle volte, non sortiscono l'effetto richiesto, rendono necessaria la programmazione di tali metodologie, non solo sul tradizionale controllo delle prestazioni compresi i dati economici, ma su un'idea di qualità complessiva degli interventi: contestualizzazione dell'intervento, contenimento energetico, controllo dell'obsolescenza anche in termini di prevenzione.

Le indagini prestazionali risultano dunque preziosi strumenti di organizzazione e di sintesi analitica ai fini della sostenibilità.

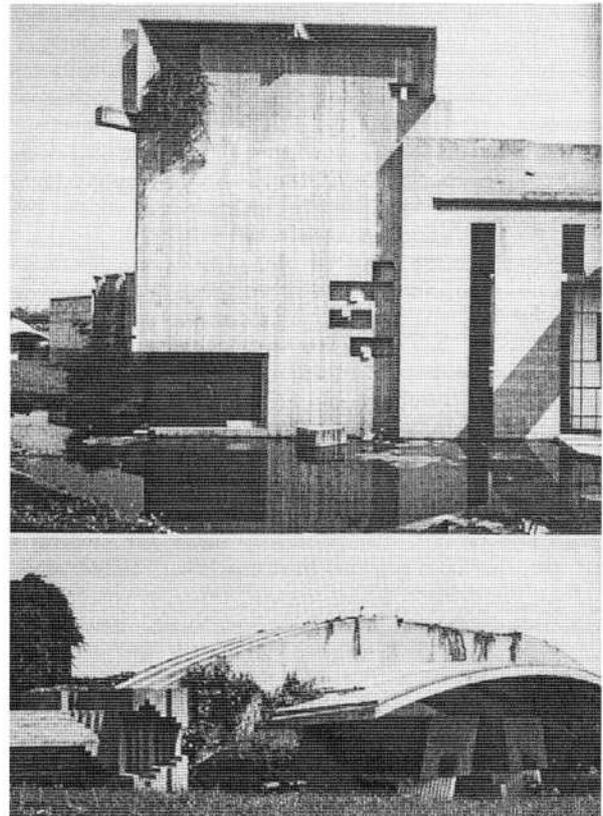


Foto 7-Carlo Scarpa-Cemetery Brion Vega
(GA Document n.1, 1970-1980)

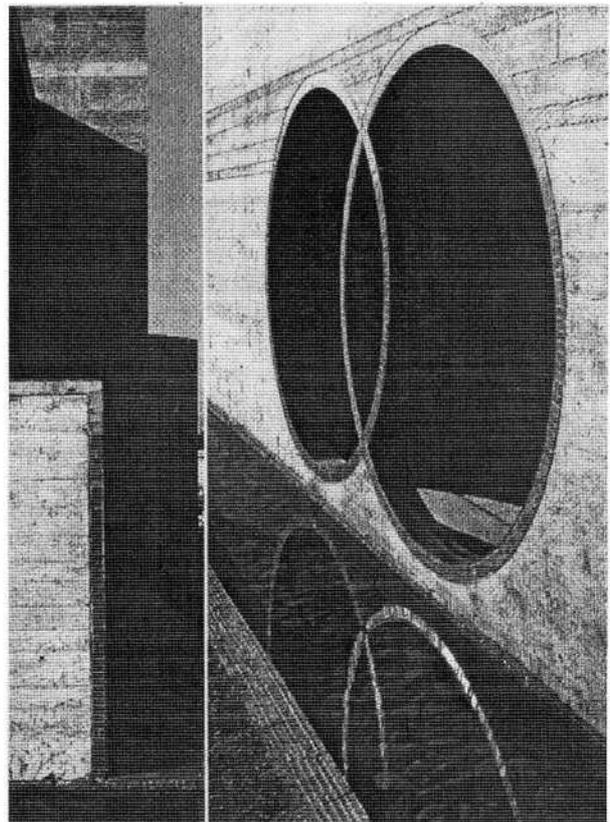


Foto 8-Carlo Scarpa (GA Document n.1, 1970-1980)

Nel progetto di nuova costruzione operare l'indagine prestazionale significa analizzare materiali e componenti a partire dal processo progettuale per valutare la fattibilità delle soluzioni tecnologiche da adottare. Su una costruzione esistente, oggetto di recupero, significa valutare i componenti e le strutture nel loro insieme (stato di conservazione- indici di durabilità-affidabilità-manutenibilità...-) al fine di proporre degli interventi migliorativi tenendo in conto della compatibilità tra questi ed i precedenti magisteri.

Nell'analizzare l'insieme delle prestazioni finali che l'organismo architettonico dovrà possedere, in ambedue i casi le analisi avverranno attraverso un processo di costruzione e decostruzione dell'organismo architettonico per elementi tecnologici. In termini operativi, parzializzare l'organismo come somma di elementi costruttivi è utile nell'orientamento progettuale. Questo è infatti un metodo esemplificativo che porta alla conoscenza ed allo studio, non solo strutturale, del manufatto attraverso la sua scomposizione quando è esistente, o alla composizione di questo se nuova costruzione. Tale metodo è peraltro esemplificativo anche nel progetto di recupero quando si vogliono analizzare le parti ammalorate.

La rispondenza tra le esigenze (ossia le condizioni di sicurezza, benessere ambientale, economia, contenimento energetico, durabilità, manutenibilità) poste dall'utenza ed i requisiti (ossia le risposte possibili alle sopraccennate condizioni, relazionate al sistema costruttivo ed alle sue parti) di cui è stato dotato l'organismo architettonico e la normativa legislativa che protegge il fruitore, è condizione indispensabile affinché il progetto possa realizzarsi avendo per obiettivo la qualità dell'organismo architettonico.

Qualità strutturale e qualità formale sono peraltro elementi imprescindibili. I dati scaturiti dalle analisi prestazionali svolte su organismi esistenti denunciano in molti edifici la mancanza di tale interazione. La qualità del singolo componente può infatti risultare indifferente alla riuscita dell'insieme, per cui va sempre relazionato.

Al di là delle caratteristiche intrinseche e delle qualità prestazionali di ogni singolo componente ciò che conta ai fini della qualità e della prevenzione del degrado nelle costruzioni in calcestruzzo strutturale è anche il comporsi o meglio il dar forma alle singole parti ed all'insieme della struttura.

3.3 Indici di sostenibilità e controllo dell'obsolescenza

Il controllo dell'obsolescenza si attua progettando interventi relazionati con la previsione di durata del loro ciclo di vita, ovvero considerando tra gli standard prestazionali la variabile tempo.

Il fattore tempo per gli edifici in calcestruzzo strutturale è una tematica ampiamente dibattuta. La gestione della qualità edilizia nel tempo è soggetta a fattori complessi. La durata degli elementi costruttivi, relativa ai diversi fattori fisiologici e/o patologici che possono provocare condizioni di obsolescenza fisica e tecnologica, è certamente problematica a causa di variabili non sempre facilmente prevedibili. La qualità dell'intervento consta di tale controllo e può essere raggiunta solo come risultante dell'organizzazione delle variabili fisico-spaziali e funzionali relazionandole alle componenti ambientali. La ricerca è orientata su soluzioni tecniche che possano attribuire alle costruzioni edili quei requisiti di massima manutenibilità, affidabilità e controllabilità dei comportamenti nel tempo. Tra i fattori primari della ricerca della sostenibilità vi sono il

miglioramento del comfort ambientale e la riduzione dei costi di gestione. Tali fattori possono essere conseguiti attraverso: l'analisi dei contesti (fattori climatici ed ambientali) in cui si inseriscono gli edifici (dimensionamento, configurazione, orientamento), al fine di individuare soluzioni di bilancio termico equilibrate; riduzione dei consumi energetici (controllo passivo del microclima interno, impiego di energia rinnovabili con pannelli solari per il riscaldamento dell'acqua sanitaria, controllo delle dispersioni termiche); impiego di materiali riciclati (ad es. per calcestruzzi alleggeriti- per gli intonaci etc.); miglioramento degli aspetti acustici (pareti esterne e interne, infissi esterni); miglioramento degli aspetti igrotermici (con metodologie a basso impatto che favoriscano la ventilazione ed il raffrescamento estivo naturali -torri eoliche- e il riscaldamento invernale- serre solari- riducendo in tal modo i costi di gestione e i tassi di inquinamento; durabilità dei materiali e componenti (documentare la qualità e le caratteristiche dei prodotti, certificazione indispensabile nella composizione dei calcestruzzi) in particolare per le costruzioni in calcestruzzo di c.a. è importante che queste vengano garantite oltre che per la resistenza statica anche per la resistenza alle aggressioni ambientali; manutenibilità e intercambiabilità dei componenti in base alla previsione di vita di ogni singolo componente, per cui gli impianti vanno assolutamente collocati in cavedi ispezionabili, le finiture di coperture e chiusure facilmente asportabili al fine di provvedere facilmente alla correzione degli eventuali danni. Tali direttive risultano fondamentali ai fini della gestione della qualità della costruzione nel suo insieme che non può essere delegata esclusivamente al materiale strutturale ma all'insieme delle parti che lo realizzano e che concorrono in diversa misura al controllo ed alla risultato dello stesso.

"In realtà la sostenibilità è una disponibilità culturale che richiede continui scambi fra le fasi del progetto, dalle decisioni iniziali alle configurazioni mediate" (R.Giuffrè)

Bibliografia

- [1] Boaga G. -1994, L'involucro architettonico. Progetto, degrado e recupero della qualità edilizia, Masson, Milano
- [2] Brancato F. S. - 1999, La Prevenzione del degrado, Ila Palma, Palermo
- [3] Ciribini G. -1983, Durabilità e problemi manutentivi nelle attività di recupero in Recuperare n. 6 luglio-agosto 1983
- [4] Ciribini G.-1984, Tecnologia e progetto, Celid, Torino
- [5] Di Battista V. -1993, La difficile ricerca della qualità, editoriale in Recuperare n.8/93
- [6] Di Sivo M.-1992, Il progetto di manutenzione, Alinea, Firenze
- [7] Giuffrè R. -1994, Qualità dell'architettura o architettura di qualità, Controspazio n.5
- [8] Molinari C.-1989, Manutenzione in edilizia, Angeli, Milano
- [9] Nardi G.-1986, Le nuove radici antiche, Angeli, Milano
- [10] Vitale A.- 1995, Argomenti per il costruire contemporaneo, Francoangeli, Milano
- [11] Vitrano R.M.- 2002, L'organismo architettonico - Analisi e costruzione, Pizzo, Palermo
- [12] Vitrano R.M.- 2003, Aulicità del passato ..Inopia del presente, in Atti del Convegno Internazionale -Involucri quali messaggi di Architettura - Building envelopes as architecture's messages , Università degli Studi di Napoli Federico II - Facoltà di Ingegneria

COSTRUIRE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO. UNA TECNOLOGIA ORMAI MATURA, MA CON BUONE PROSPETTIVE PER IL FUTURO

Andor Windisch¹, Massimo Frumento²

¹ Dywidag-Systems International, Monaco-Germania.

² Dywit Spa, Milano.

Sommario

Sulle decine di migliaia di ponti precompressi costruiti negli ultimi 80 anni in Europa e nel mondo transita quotidianamente un traffico in costante crescita per intensità e carico.

La tecnologia del cemento armato precompresso ha, pertanto, certamente dimostrato la propria affidabilità.

Negli ultimi anni, grazie alla creatività dei Progettisti e sotto la pressione di una sempre maggiore concorrenza, si sono fatti considerevoli progressi verso una migliore qualità. Le seguenti considerazioni fanno il punto sull'attuale stato dell'arte e cercano di indicare una via per futuri sviluppi.

Summary

Over many tenths of prestressed bridges built in the last 80 years in the world rolls everyday a more and more growing traffic. Prestressing has therefore proved to be fully reliable.

During the last years, because of the impulse of engineers and growing competition, important progress in quality were made. Following notes show the actual state of art and try to point out the way for future developments.

1. LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO OGGI.

E' fuori discussione il fatto che, sia in passato che oggi, la possibilità di realizzare correttamente ponti in c.a.p. si basi su una sana e fattiva cooperazione tra Committente, Direzione Lavori, Progettista e Impresa Esecutrice. E' utile ricordare ancora una volta come studi statistici sulle cause di errore nella costruzione di ponti abbiano evidenziato una ripartizione 40-40-20% rispettivamente tra progettisti, imprese e committenti intesi come utilizzatori. Un'altra fonte di errori può essere individuata nei prezzi non remunerativi che portano ad esecuzioni superficiali e affrettate.

Infine va altresì considerata la possibilità di adottare un sistema di aggiudicazione più avanzato e qualitativamente selettivo, che consideri globalmente costi, responsabilità, qualifica e affidabilità.

Tra le più frequenti cause di errore ricordiamo :

- 1) nel progetto :
dimensionamento volto unicamente a minimizzare i pesi, mancata analisi di particolari sollecitazioni (temperatura), sottovalutazione di ritiro e fluage, errori nei particolari costruttivi (insufficiente spazio per vibrare, armature troppo dense) e nella concezione dei giunti costruttivi.
- 2) nell'esecuzione :
una recente ricerca ministeriale tedesca (BAST-Studie) [1] riportata in Figura 1 assegna ad ogni componente costruttiva un'incidenza di errore. La non corretta esecuzione della precompressione incide per il 20%. La spietata concorrenza non è certo qui foriera di qualità.
- 3) nell'utilizzazione :

impieghi esasperati, traffico crescente, carichi assiali in continuo aumento e scarsa manutenzione riducono fortemente la durabilità. Le previsioni per il futuro lasciano intravedere ulteriori sensibili aumenti nelle sollecitazioni indotte. Ne deriverà un considerevole incremento nei costi di manutenzione a fronte di mezzi finanziari sempre più limitati.

L'assiduo miglioramento delle normative ha eliminato la maggior parte dei possibili errori progettuali. Sulla base dell'esperienza maturata sulle opere esistenti già in fase di progetto si deve prevedere la possibilità di eseguire controlli e riparazioni in modo agevole ed economico. I nuovi calcestruzzi ad alta resistenza ed autolivellanti consentono strutture slanciate nonché dimensioni contenute per elementi estremamente sollecitati.

Errori esecutivi dovrebbero essere evitati da un lato dai progressi di materiali e sistemi costruttivi, dall'altro tramite un intensivo e costante aggiornamento del personale.

2. EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE

Anche per i sistemi di precompressione il tempo non è trascorso invano.

2.1. Precompressione interna

La tecnologia maggiormente utilizzata è la precompressione interna con iniezione successiva mediante boiaccia cementizia.

Errori esecutivi hanno, in passato, originato precompressioni non affidabili. In alcuni paesi si è arrivati addirittura alla temporanea inibizione dall'uso di questa tecnica costruttiva.

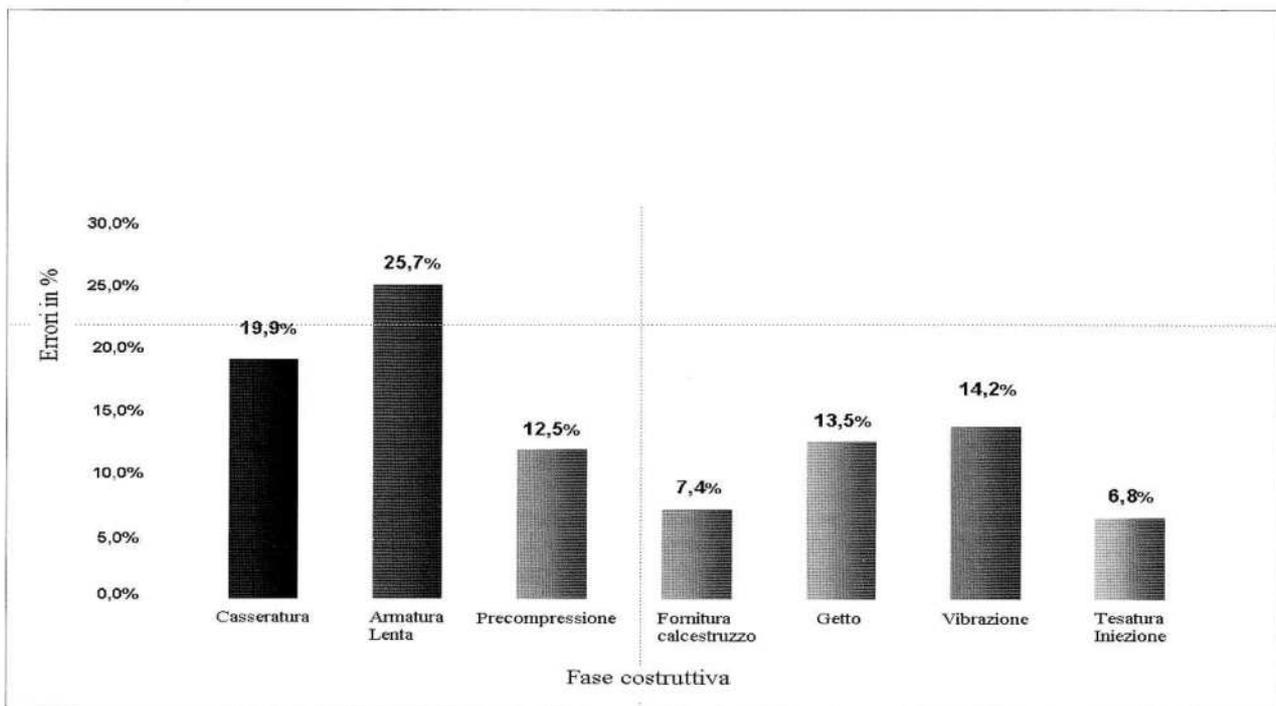


Figura 1 - Distribuzione degli errori in fase costruttiva [1]

Due sono risultate le tematiche a riguardo maggiormente discusse :

- l'eccessivo addensamento dei cavi in importanti zone a ridotto spessore della sezione portante, ad. es. le nervature (getto difficoltoso).
- deficienze nella tecnica d'iniezione e nel relativo controllo in cantiere

La problematica in a) può essere risolta facilmente qualora, in funzione del diametro delle guaine, ci si discosti del criterio di minimizzare il peso proprio. Per quanto in b) occorre la buona volontà non solo dei fornitori della precompressione, ma anche di Committenti e Direzione Lavori.

Negli Stati Uniti, particolarmente in Florida, il DOT (Department of Transportation) pretende che il fornitore della precompressione utilizzi solo boiaccia d'iniezione omologata messa in opera da personale istruito e regolarmente abilitato.

Così DSI USA ha sviluppato con un primario cementificio una propria boiaccia denominata DYNA GROUT. Dopo l'introduzione della Norma Europea EN 445-446 E 447 si è colmata ogni lacuna normativa a riguardo.

In Germania del settembre 2002 vige un nuovo regolamento [2.3] per l'esecuzione e la supervisione dell'iniezione. Attualmente sono tuttavia troppo pochi gli istituti qualificati al controllo quotidiano delle operazioni stesse. I relativi costi si riflettono sul costo finale della precompressione. Trattasi però di un buon investimento al fine di migliorare la qualità della precompressione interna tradizionale.

La norma prevede che anche i materiali d'iniezione siano controllati in stabilimento. Tra breve, si avranno materiali garantiti e imballati con precise tolleranze di peso.

Già esistono speciali miscelatori atti a preparare una boiaccia colloidale (Figura 2)

Allo stesso modo sono ormai noti gli accorgimenti per progettare correttamente la posizione degli sfiati intermedi nonché le metodologie d'iniezione stesse : a pressione, con postiniezione, coll'aiuto del vuoto (come ad es. richiesto da Italferr). Esse devono unicamente essere applicate.

2.2. Precompressione esterna

Una maggior sensibilità per la qualità da parte dei Committenti, associata ad una richiesta di maggior flessibilità hanno favorito la nascita di nuove esigenze per i cavi da c.a.p., favorendo, in tal modo, lo sviluppo della precompressione esterna. Difatti i cavi esterni possono essere sempre ispezionati e, se del caso, ritirati o addirittura sostituiti. Inoltre si evita di ingombrare nervature spesso di getto difficoltoso.

D'altro canto i cavi esterni alla sezione presentano un braccio di leva ridotto, nessuna riserva dovuta all'aderenza e non collaborano al controllo della fessurazione.

Inoltre inducono grosse concentrazioni di tensione agli ancoraggi e nei punti di deviazione, punti oltretutto di delicata esecuzione.

Infine sono soggetti a pericolo d'incendio e atti vandalici.

Il "SUSPA-DRAHT EX" è un cavo per uso permanente prefabbricato in stabilimento ed utilizzato con successo in molti cantieri.

La sua concezione ne permette la successiva distensione o regolazione in modo semplice. Un attacco stagno e resistente a trazione tra ancoraggio e guaina permette la protezione dalla corrosione della testata e della lunghezza libera. I singoli fili del cavo sono protetti con cera allo stato plastico. Pertanto si possono installare anche a bassa temperatura (anche al di sotto del punto di congelamento) poiché non è necessario iniettare in cantiere con boiaccia cementizia.



Figura 2 - Miscelatore-iniettore DSI

In luogo di cera o grasso si può utilizzare la tradizionale boiaccia cementizia ottenendo cavi esterni più robusti. Il cavo esterno Dywidag tipo MC consta di una lunghezza libera con trefolo nudo in guaina in plastica iniettata a pressione con boiaccia cementizia. E' noto che la boiaccia costituisce una protezione attiva, nonché una protezione contro il fuoco e gli atti vandalici.

Su richiesta del Ministero dei Trasporti tedesco si è dovuto dimostrare, mediante una prova in cantiere su grandezza naturale, che benché iniettato con boiaccia cementizia, il cavo era comunque ritrabile, rilasciabile e pertanto sostituibile. La ritrattatura è ininfluenza sulla protezione alcalina. Un ulteriore miglioramento si raggiunge utilizzando una guaina trasparente. Essa permette agevolmente di individuare errori e di intervenire localmente.

2.3. Sistema misto

La sola precompressione esterna costituisce una soluzione ottimale solo per i ponti a conci prefabbricati: difatti oltre a risolvere problemi d'ingombro nel cassone (Figura 3), permette altresì l'applicazione di una immediata precompressione parziale onde evitare l'insorgere di fessure.

In Germania, dopo una fase iniziale di sola precompressione esterna, i ponti a cassone vengono ora precompressi con un sistema misto interno ed esterno. Normalmente i cavi tradizionali vengono posizionati nella

soletta e nella controsoletta mentre i cavi esterni vengono alloggiati all'interno del cassone. Così le nervature possono essere dimensionate con minor spessore senza impedimenti per il getto. I cavi interni in soletta e controsoletta forniscono una immediata precompressione parziale e servono per le fasi costruttive. Le nervature del cassone, essenziali per la stabilità, possono essere gettate agevolmente essendo esenti dall'ingombro dei cavi. Negli impalcati a piastra generalmente il posizionamento dei cavi non pone alcun problema d'ingombro.

2.4. Precompressione interna non aderente

Il passo successivo nello sviluppo tecnologico consiste in cavi di tipo "esterno" cioè con protezione applicata in stabilimento, ritesabili e sostituibili che però godano dei vantaggi tipici dei cavi interni e cioè siano posti in guaine interne alla sezione.

Gli impalcati a piastra sono particolarmente adatti a questa applicazione in quanto i cavi esterni sarebbero posizionabili unicamente esternamente alla sezione in posizione visibile e passibile di danneggiamento. Per applicazioni in sezioni a cassone occorre nuovamente dimensionare con generosità le nervature per non ricadere nelle note problematiche di getto. In un cantiere pilota presso Monaco (Figura 4) sono stati utilizzati cavi esterni tipo SUSPA-DRAHT EX in guaine interne alla sezione. E' stata altresì testata la possibilità di sostituzione complete di un cavo inclusa la relativa protezione.

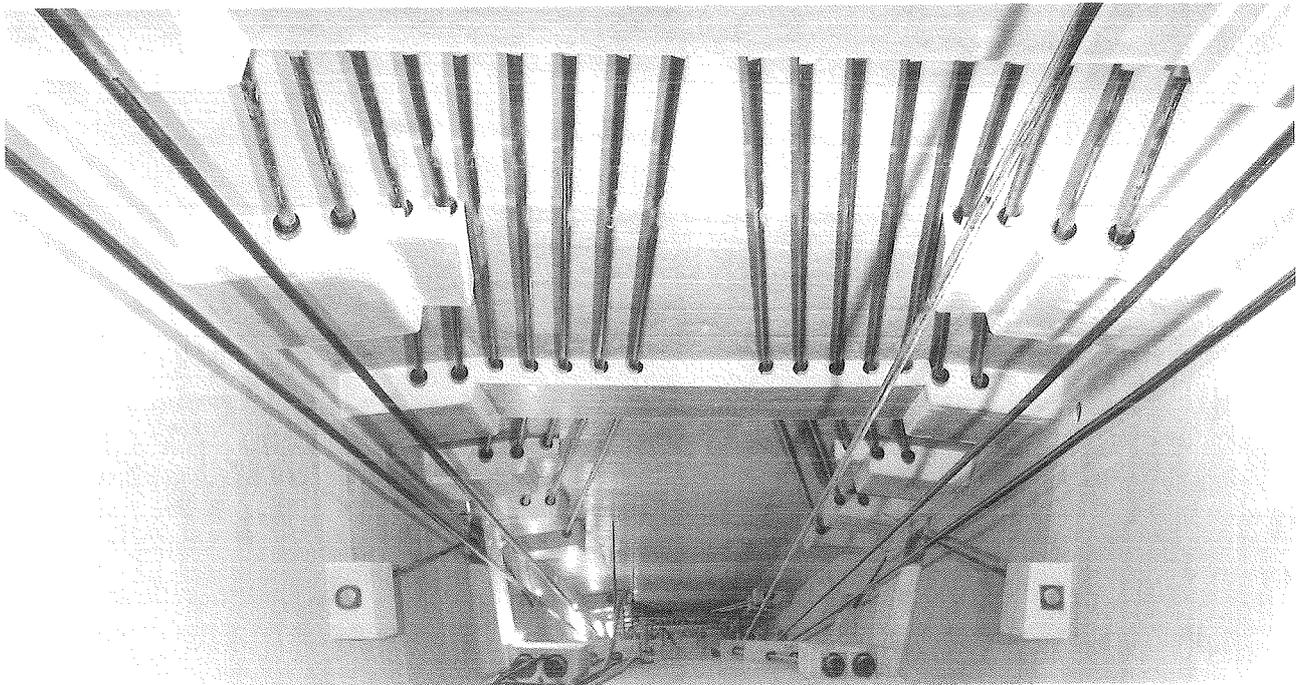


Figura 3 - Cavi esterni nel cassone

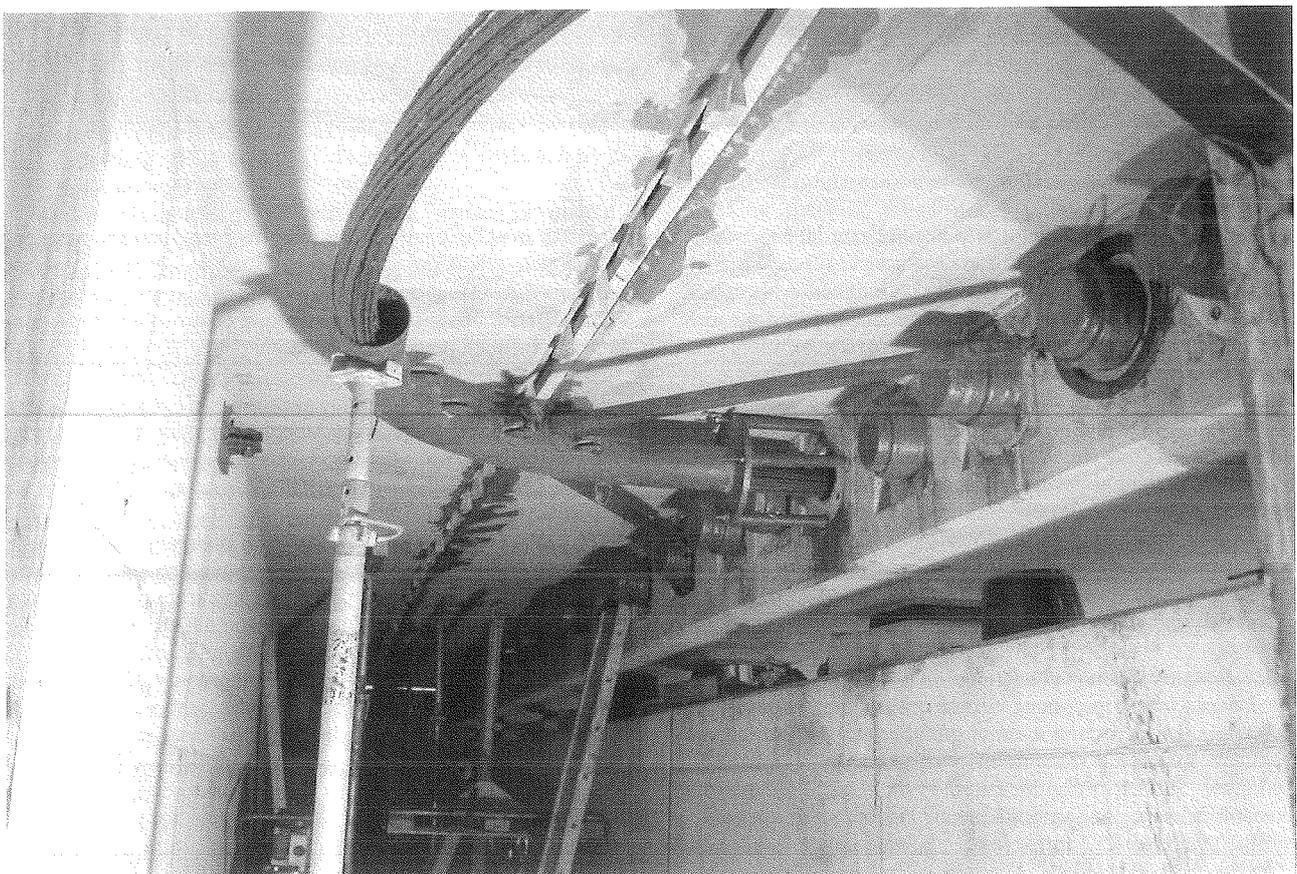


Figura 4 - Cantiere pilota e Germering : sostituzione di cavi interni non aderenti SUSPA-DRAHT

Il cavo INTEX della DSI consta di monotrefoli viplati e ingrassati contenuti in una guaina in plastica posizionata all'interno della sezione. L'iniezione viene eseguita con malta speciale a bassa resistenza al solo scopo di eliminare i vuoti (Figura 5) [4].

La combinazione di cavi esterni ispezionabili e cavi interni non aderenti sostituibili costituisce attualmente la soluzione più avanzata ed ottimale per la costruzione di ponti precompressi.

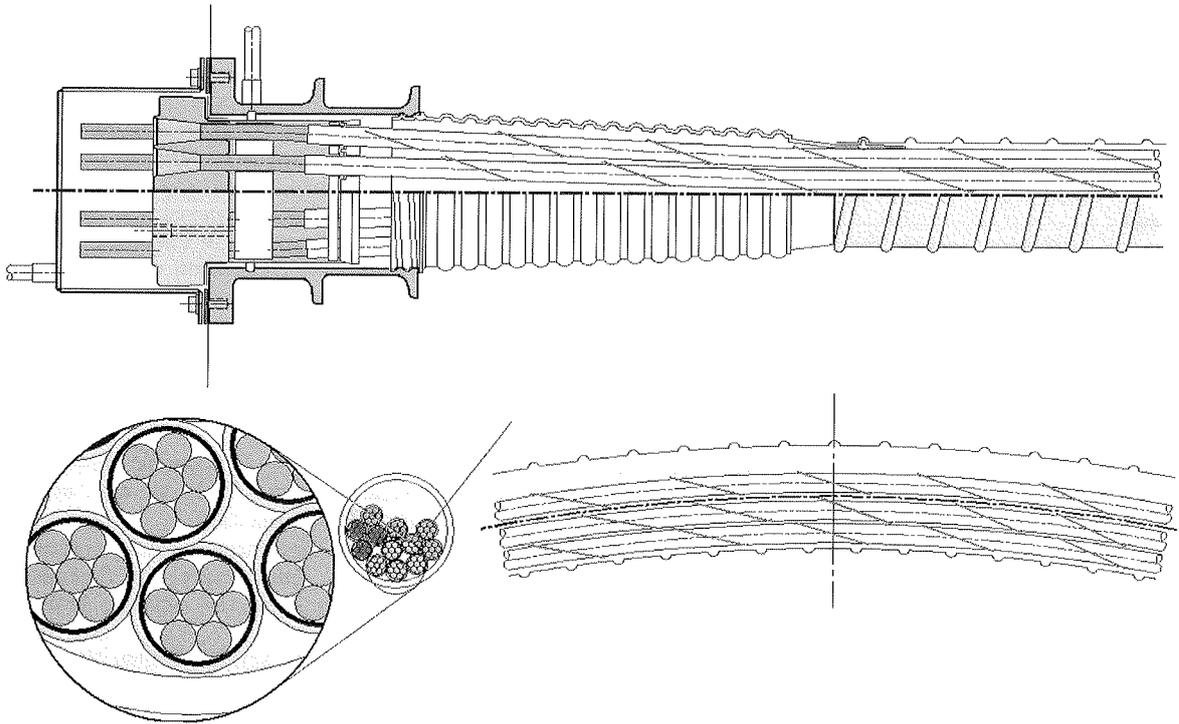


Figura 5 - Cavi DSI INTEX non aderenti e interni alla sezione

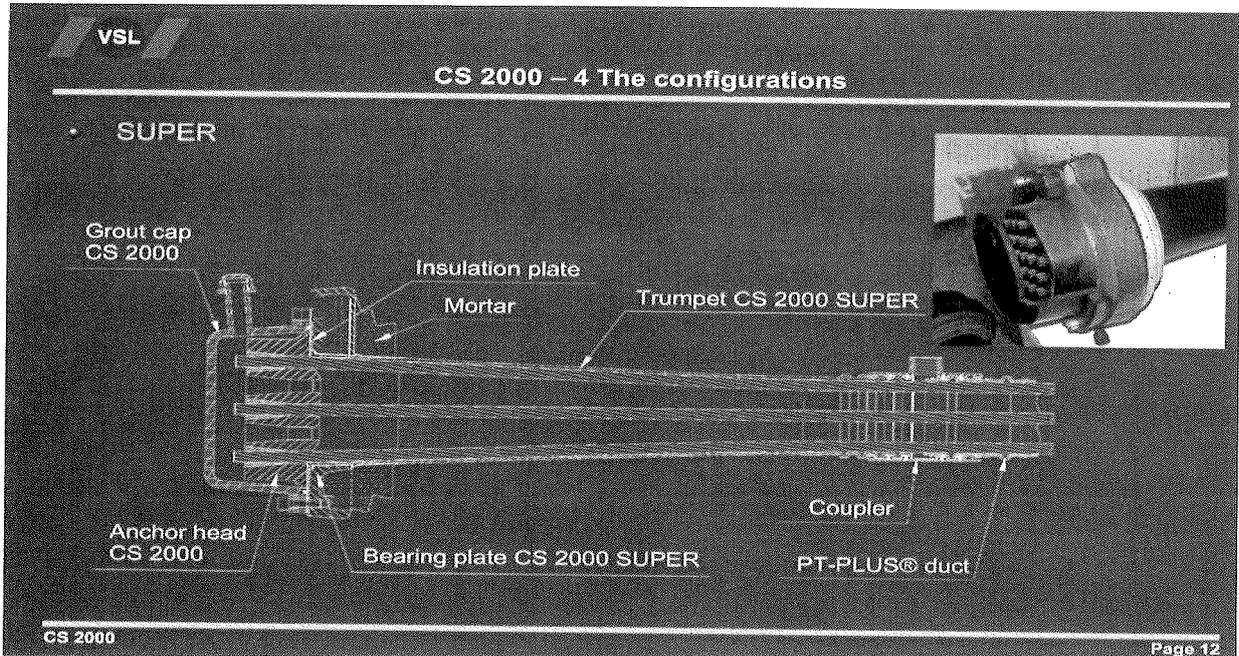


Figura 6 - Cavo dielettrico VSL CS 2000

2.5. Cavi elettricamente isolati

Le "Raccomandazioni per la protezione dalla corrosione di cavi per impalcati da ponte" dell'Ufficio Federale per le strade e della Direzione Costruzioni delle SBB (Ferrovie Svizzere) [5] stabilisce, ad integrazione delle Norme SIA 162, le modalità di protezione e ispezione dei sistemi di precompressione da utilizzarsi nei ponti stradali e ferroviari svizzeri.

I cavi elettricamente isolati sono costituiti da acciaio da precompressione in speciali guaine in plastica a tenuta mentre gli ancoraggi e gli accoppiatori sono concepiti in modo da isolare elettricamente l'acciaio del cavo dell'armatura lenta.

L'isolamento elettrico deve consentire il controllo della capacità di tenuta e quindi dell'efficacia della protezione dell'acciaio.

Tutte le principali società fornitrici di sistemi di precompressione sono in grado di fornire sistemi elettricamente isolati (Figura 6).

Tuttavia una più diffusa applicazione di questo importante sistema è destinata a trovare ostacolo nella mancata definizione di precise regole giuridiche e applicative.

Difatti il fornitore del sistema fornisce i componenti al cantiere. Lo stesso fornitore oppure l'impresa o un suo subappaltatore posa in opera i componenti. Dopo il getto si esegue la prova di dielettricità. Se la prova fallisce iniziano le diatribe in quanto i cavi vengono declassati. Di chi è la colpa? Di chi ha fornito, di chi ha posato, di chi ha gettato? Evidente è la necessità di stabilire criteri chiari e accettabili.

3. MIGLIORAMENTO DELLA POSA IN OPERA

Con migliori prescrizioni, materiali più perfezionati e personale altamente qualificato dovrebbero ormai essere possibili anche cantieri perfetti. Ricordando però il già citato studio dell'Amministrazione tedesca [1] che evidenzia in modo plastico l'elevata incidenza degli errori esecutivi, si può affermare certamente che molto a riguardo va ancora fatto. In sede comunitaria si è costituito un CEN Workshop sui problemi relativi alla posa dei sistemi di precompressione. Ne è risultata una dettagliata raccolta di raccomandazioni [6].

In particolare viene trattata:

- 1) la procedura di messa in opera dal trasporto e stoccaggio all'iniezione;
- 2) la qualifica dell'impresa specialistica responsabile della posa della precompressione

- 3) la qualifica e periodica istruzione del personale.

E' auspicabile che queste raccomandazioni costituiscano in futuro parte integrante dell'omologazione di ogni sistema e pertanto entrino nella prassi operativa quotidiana.

4. CONCLUSIONE

Che si utilizzino cavi interni od esterni, protetti in stabilimento con paste anticorrosione o in cantiere con protezioni attive di boiaccia cementizia, comunque il prodotto raggiunge ormai un elevato livello qualitativo. Le tipologie esaminate e gli accorgimenti proposti sono del tutto adatti alle realizzazioni di opere robuste, durevoli ed esteticamente apprezzabili.

I criteri costruttivi possono, ancora oggi dopo più di 2000 anni, essere regolati dai principi di Vitruvio : Utilità, Stabilità e Bellezza. I ponti sono componenti essenziali della cultura del costruire e dell'ambiente che ci circonda. Gli Ingegneri sono pertanto chiamati a svolgere la loro parte con creatività e competenza.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Iványi, G. et al.: Quality in Concrete Construction, Study BAST; Bautechnik 78 (2001) as well as Discussion Meeting BMWBW, Bonn 2000.
- [2] Richtlinie zur Überwachung des Herstellens und Einpressens von Zementmörtel in Spannkäule, mit Erläuterungen von Hartz und Schlack; DIBt-Mitteilung 3/2002.
- [3] Haveresch, Jungwirth, Schlack, Schütt: Neues Regelwerk für das Einpressen von Zementmörtel in Spannkäule; Beton- und Stahlbetonbau Okt.2002.
- [4] Heiler, H.: Vorspannen: extern, intern, ohne Verbund. Wo liegt die Wahrheit, was bringt die Zukunft. Deutscher Bautechnik-Tag 2003, Ernst & Sohn, Berlin 2003.
- [5] Korrosionsschutz von Spanngliedern im Brückenbau, Richtlinie, Bundesamt für Strassen, Baudirektion GD/SBB, Bern.
- [6] CEN Workshop Agreement: Requirements for the installation of post-tensioning kits for prestressing of structures and qualification of the specialist companies and their personnel; 2002.