

VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DELL'ADEGUAMENTO SISMICO DI TELAI IN CEMENTO ARMATO MEDIANTE CONTROVENTI ECCENTRICI AD Y

Lorenzo De Stefani, Roberto Scotta, Massimiliano Lazzari

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università di Padova

SOMMARIO

Questo lavoro tratta l'adeguamento sismico di telai in cemento armato mediante controventi eccentrici a Y. È brevemente riassunto il metodo di progetto in campo elastico lineare proposto [De Stefani, Lazzari, Scotta, 2009] ed è presentata una applicazione ad un telaio piano in cemento armato esistente, ottenendo diversi dimensionamenti dell'adeguamento al variare del fattore di struttura assunto. Successivamente è eseguita una valutazione di accettabilità degli adeguamenti progettati mediante analisi non-lineari. Infine, sono proposte delle relazioni analitiche, alternative alle analisi non-lineari, che permettono la stima della performance ottenuta.

SUMMARY

This paper deals with the seismic retrofitting of R.C. framed building by means of steel eccentric bracing systems. The design method in elastic range [De Stefani, Lazzari, Scotta, 2009] is briefly resumed and its application to a plane RC existing frame is presented. Varying the value of the behavior factor, different retrofitting interventions are obtained. Thus, an acceptability evaluation of designed retrofittings is carried out through non-linear analysis. Finally, analytical relations, alternative to non-linear analysis, are proposed in order to estimate the obtained performance.

1. INTRODUZIONE

Il tema della preservazione del patrimonio storico-artistico assume oggi sempre maggiore rilevanza. Molti edifici a telaio in cemento armato sono classificati nella tipologia di "archeologia industriale" e fanno parte a pieno titolo della famiglia delle costruzioni da tutelare. Questi infatti, molto spesso, non presentano sufficiente resistenza e duttilità se sottoposti alle azioni sismiche. C'è pertanto l'esigenza di progettare e realizzare interventi di adeguamento per garantirne la sicurezza. Una possibile tecnica di adeguamento è l'introduzione di controventi eccentrici in acciaio tra le campiture dei telai, che determina un incremento di resistenza, rigidità e duttilità strutturale. Le recenti norme antisismiche ne trattano l'applicazione esclusivamente agli edifici intelaiati in acciaio di nuova costruzione, ma non forniscono criteri di progetto nel caso di impiego per l'adeguamento di telai in cemento armato esistenti.

La tipologia di controvento studiata in questo lavoro è quella ad Y, in cui il link è costituito da un profilo a doppio T opportunamente irrigidito (Figura 1). È esposta una procedura di progetto che impone la plasticizzazione contemporanea a taglio di tutti i link ai piani [1] allo scopo di indurre un meccanismo di danneggiamento globale che massimizza l'effetto di smorzamento per dissipazione isteretica. La procedura impone che il controvento entri in campo plastico prima del telaio in cemento armato esistente, facendo svolgere al link il ruolo di "fusibile strutturale". La dissipazione energetica è quindi concentrata sui link e la struttura in cemento armato esistente risulta meno sollecitata dall'azione sismica.

Per effettuare una valutazione di accettabilità dell'adeguamento progettato in genere si ricorre ad analisi non lineari, statiche o dinamiche. In letteratura non si hanno metodi di comprovata validità alternativi alle analisi non lineari che permettono: la valutazione del fattore di struttura effettivamente garantito con l'adeguamento, la valutazione dell'entità reale delle richieste di deformazione (verifica dei meccanismi duttili) e la valutazione delle sollecitazioni introdotte dal sisma nella struttura adeguata (verifica dei

meccanismi fragili). Sono proposte pertanto delle relazioni analitiche sostitutive delle analisi non lineari che permettono di effettuare, in modo facile e veloce, le valutazioni di richiesta di duttilità e di resistenza della struttura adeguata.

Per verificare la bontà della procedura di progetto e delle relazioni analitiche proposte vengono dimensionati, al variare del fattore di struttura di progetto prescelto, cinque possibili adeguamenti per un telaio piano esistente in cemento armato. Per ogni diverso dimensionamento sono eseguite delle analisi pushover con determinazione dei performance-point attesi per il sisma di progetto. Inoltre sono eseguite analisi dinamiche non lineari del telaio adeguato con 7 accelerogrammi spettrocompatibili. I risultati ricavati dalle analisi permettono di verificare le relazioni analitiche proposte. Vengono infine effettuate alcune analisi di tipo energetico che consentono una valutazione più approfondita dell'efficacia della procedura di progetto proposta.

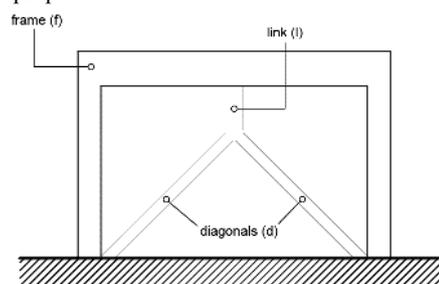


Figura 1 – Controventi eccentrici a Y

2. PROGETTO DELL'ADEGUAMENTO

In questo capitolo viene brevemente riassunto il metodo di progetto proposto dagli autori [1]. La fase di design (D-phase) è un procedimento iterativo articolato nelle seguenti fasi:

Fase D1 - Dati di progetto

Dalla caratterizzazione sismica e geo-morfologica del sito, si ricava lo spettro elastico. Quindi, scelto il fattore di struttura q^d , si determina lo spettro di progetto $S_d(T)$ [2].

Fase D2 – Geometria iniziale

La scelta della geometria iniziale ($k=1$) del controvento è del tutto arbitraria. Per i links è preferibile l'utilizzo di profili a doppio T standards oppure composti mediante saldatura, per i diagonali si possono usare sezioni qualsiasi ricordando però che non devono instabilizzarsi.

Fase D3 – Calcolo delle azioni sismiche

Con la geometria iniziale ($k=1$) definita al punto D2 si effettua un'analisi spettrale utilizzando lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ e si procede al calcolo dei tagli di piano V_i^1 . Da questi si determina la distribuzione di forze di piano da utilizzare nel dimensionamento:

$$f_i^1 = V_{i+1}^1 - V_i^1 \quad (1)$$

$$\bar{F}^1 = [f_i^1]^T \quad i = 1, \dots, n \quad (2)$$

Fase D4 – Progetto di links e diagonali

Ricorrendo ad analisi elastiche lineari con programma di calcolo automatico, note le forze ai piani e la geometria della struttura determinate all'iterazione precedente ($k-1$) si procede alla soluzione del problema $([K^f] + [K^b])\bar{x} = \bar{F}^{k-1}$ andando a variare la matrice di rigidezza dei controventi $[K^b]$ in modo da minimizzare lo spostamento in sommità x_n . Il progetto ottimizzato avviene mediante la soluzione numerica, ad esempio utilizzando il metodo "Interior Point" [4], di un problema di ottimo vincolato così posto:

Parametri liberi

I parametri liberi del problema sono gli spessori e le larghezze delle piattabande che costituiscono la geometria dei links e dei diagonali: lunghezza dei links e_{ij} , sezione dei links $[t_f, t_w, b, d]_{ij}$ e sezione dei diagonali.

Vincoli imposti

- Ad ogni piano i , sollecitazione di taglio agente sui links V_{ij}^1 uguale al taglio plastico della sezione $V_{pl,ij}^1$;
- Lunghezza dei links e_{ij} inferiore al limite che identifica i links corti [2] $e_{ij} \leq e_{s,ij} = 0.8 M_{pl,ij} / V_{pl,ij}$;
- Sforzo normale agente sui diagonali inferiore alla resistenza assiale degli stessi secondo la relazione al §6.8.3 [2] $N_{Ed,ij} < N_{Rd,ij}$;
- Momento flettente agente nelle travi del telaio in cemento armato, in corrispondenza della sezione di intersezione col links, inferiore al limite dato dalle seguenti relazioni:

$$M_{Ed,ij}^+ = M_g + (1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{ij}^1 (e_{ij} + r_{ij})) / 2 \leq M_{Rd,ij}^+ \quad (3)$$

$$M_{Ed,ij}^- = M_g - (1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{ij}^1 (e_{ij} + r_{ij})) / 2 \geq M_{Rd,ij}^-$$

Dove M_{Rd}^+, M_{Rd}^- sono i momenti resistenti di progetto della sezione [5], M_g è il momento flettente dato dalle azioni non sismiche, γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza dell'acciaio, $\Omega = \min(\Omega_{ij} = 1.5 V_{p,ij} / V_{ij})$ tra tutti i links e r_{ij} è la distanza tra il bordo superiore del link ed il baricentro della trave in cemento armato.

- rapporti larghezza/spessore delle piattabande delle sezioni dei links compatibili con i limiti riportati in tabella 5.2 [3], per le sezioni di classe 1

Criterio di ottimo

Minimizzazione dello spostamento di un punto di

controllo posto in sommità del telaio x_n .

Fase D5 – Ri-calcolo delle azioni sismiche

Con la geometria k -esima definita al punto D4 si effettua un'analisi spettrale utilizzando lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ e si procede al calcolo dei tagli di piano V_i^k e quindi si determina la distribuzione di forze di piano da utilizzare nel nuovo dimensionamento:

$$f_i^k = V_{i+1}^k - V_i^k \quad (4)$$

$$\bar{F}^k = [f_i^k]^T \quad i = 1, \dots, n \quad (5)$$

Fase D6 – Verifica di convergenza

Si controlla la norma $\|\delta^k\|_\infty$ della differenza tra le forze ai piani all'iterazione k e quella precedente $k-1$:

$$\|\delta^k\|_\infty = \max_{i=1,n} \left| \frac{f_i^k - f_i^{k-1}}{f_i^k} \right| \leq \text{toll} \quad (6)$$

Se la norma è inferiore ad una tolleranza prefissata si è ottenuta la geometria definitiva, altrimenti si ritorna alla fase D4 effettuando un nuovo dimensionamento con la nuova distribuzione di forze.

Fase di verifica

Effettuato il dimensionamento in campo elastico, nella successiva fase di verifica (V-phase), dovranno essere condotte le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero verificare il rispetto delle capacità di rotazione dei links [2] nonché delle rotazioni ultime alla corda di travi e pilastri e anche di quelli fragili, quali la verifica ultima di resistenza a taglio di travi e colonne, nonché quella dei nodi [6]. Nel caso le verifiche non siano soddisfatte si dovrà ridimensionare l'adeguamento adottando un q^d meno elevato. La procedura iterativa di progetto e verifica è riassunta in Figura 2.

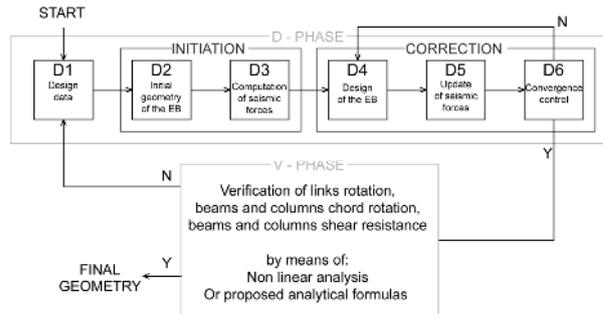


Figura 2 - Schema del metodo di dimensionamento

3. APPLICAZIONE AD UN TELAIO PIANO

Si illustra di seguito l'applicazione del metodo proposto nell'adeguamento di un telaio esistente regolare, piano, in cemento armato.

3.1 Il telaio esistente

Il telaio esistente presenta le caratteristiche riportate in Figura 3. Esso è dimensionato per i soli carichi verticali riportati in Tabella 1 dove g_1 è il peso permanente strutturale, g_2 è il peso permanente non strutturale e q è il carico accidentale. Considerando che solo il 20% del carico accidentale q contribuisca alla massa sismica eccitata dall'azione sismica, si ricavano le masse partecipanti di piano.

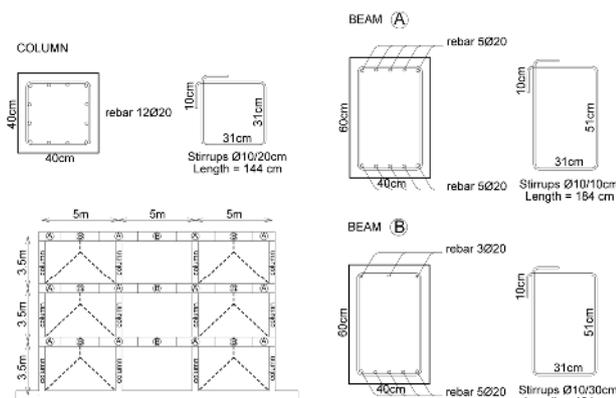


Figura 3 – Geometria del telaio

Tabella 1 – Carichi di progetto del telaio e masse di piano

Livello i	Carichi di progetto g1+g2+q [kN/m]	Masse di piano [ton]
1	6+40+10	78.85
2	6+40+10	78.85
3	6+40+10	76.05

Si riportano in Tabella 2 le frequenze di vibrazione del telaio, ottenute considerando un modulo elastico del calcestruzzo ridotto al 50% del suo valore nominale per tener conto dell'evoluzione dello stato fessurativo. In Figura 4 sono rappresentate le curve di capacità della struttura esistente determinate mediante analisi pushover non lineari, utilizzando le due diverse distribuzioni di forza prescritte [2], ovvero quella proporzionale al primo modo di vibrare (I) e quella proporzionale alle masse (II). Per l'analisi non lineare il telaio è stato modellato con un approccio a fibre, utilizzando il modello di Kent e Park per il calcestruzzo, e quello di Menegotto-Pinto per le barre di armatura. Le due curve di capacità riportate in Figura 4 sono interrotte in corrispondenza del raggiungimento della rotazione ultima alla corda delle colonne, che si verifica dopo il raggiungimento della resistenza ultima a taglio delle stesse. A tal scopo, con le relazioni riportate in [6], si sono calcolate la capacità di rotazione ultime alla corda θ_u^f delle colonne e la capacità di resistenza a taglio ultima V_R^f delle stesse.

In Tabella 3 sono riportati i valori di θ_u^f e di V_R^f determinati assumendo $\gamma_{el} = 1.5$, $f_y = f_{yw} = 390 \text{ MPa}$, $f_c = 15 \text{ MPa}$ e $L_v = h_{ij} / 2$ [7], e considerando uno sforzo normale agente ai piani $N_{i,g}^f$ pari a quello determinato dai soli carichi gravitazionali, poiché è circa il valore medio di carico assiale a cui sono sottoposte le colonne durante l'input sismico [7]. Si procede con il calcolo del massimo sisma compatibile per il sito ipotizzato ($G = D$ e $S = 1.35$, [2]) e per le due curve di capacità ricavate per l'edificio esistente in esame, mediante la procedura proposta da Gulkan e Sozen [8] che sarà brevemente riassunta al successivo punto 4.

Ricercando la massima intensità sismica per la quale è ancora possibile determinare l'esistenza del PP (Performance-Point), come raffigurato in Figura 5, si è ottenuto che

l'edificio esistente è compatibile con un sisma avente picco di accelerazione al suolo pari $PGA[g] = S \cdot a_g = 0.20g$ a condizione le colonne siano rinforzate a taglio. Altrimenti il massimo sisma compatibile che rispetta la resistenza a taglio delle colonne, presenta $PGA[g] = S \cdot a_g = 1.35 \cdot 0.08g = 0.1g$.

Tabella 2 – Frequenze del telaio esistente [ed adeguato per $q^d=4$]

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Partecipazione di massa modale [%]
1°	1.30 [2.80]	0.77 [0.35]	87.97 [87.19]
2°	3.89 [7.70]	0.26 [0.13]	9.33 [10.15]
3°	6.11 [12.82]	0.16 [0.08]	1.89 [1.84]

Tabella 3 – Colonne: rotazioni ultime alla corda e taglio resistente

i	$N_{i,g}^f$ [kN]	θ_u^f [rad]	V_R^f [kN]
1	890.26	0.019	160.18
2	592.02	0.022	143.39
3	308.06	0.025	124.85

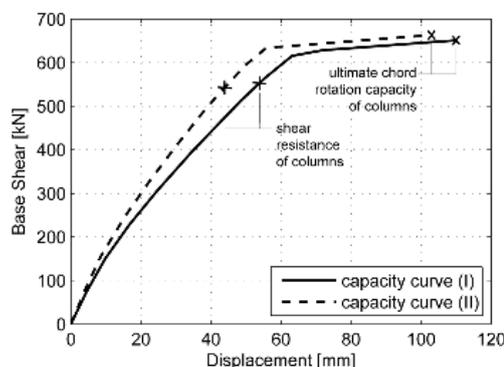


Figura 4 – Curve di capacità del telaio esistente

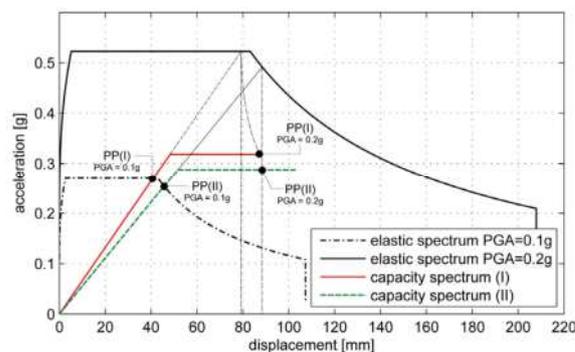


Figura 5 – Capacity spectrum method

3.2 Progetto dell'adeguamento sismico

Supponendo di richiedere che la struttura esistente debba essere messa in grado di sopportare un sisma con picco di accelerazione al suolo pari a $PGA[g] = 0.40g$, si progetta l'adeguamento sismico mediante controventi a Y. Lo spettro elastico di progetto è definito dai seguenti parametri $G = D$, $S = 1.35$, $T_B = 0.2 \text{ s}$, $T_C = 0.8 \text{ s}$, $a_g = 0.3 \text{ g}$, $B = 0.2$ e $I = 1$ in accordo con [2]. Il progetto viene eseguito per i fattori di struttura $q^d = 2, 3, 4, 5$ e 6 . Sono già riportate in Tabella 2 le

frequenze di vibrazione del telaio adeguato con $q^d = 4$. Si evidenzia come l'incremento di rigidezza dato dai controventi, a fronte di un irrilevante aumento della massa, determina una consistente diminuzione del periodo di vibrazione strutturale. Vengono riassunti in Tabella 4 i dimensionamenti effettuati con tutti i fattori di struttura q^d considerati. Dall'esame della Tabella 4 al diminuire del fattore di struttura q^d adottato, cioè al crescere della forza di progetto, cresce anche il numero e la dimensione dei controventi introdotti. La resistenza a pressoflessione delle travi esistenti in cemento armato nelle sezioni in campata, limita il taglio massimo che il link può sopportare e pertanto determina il numero di campiture del telaio da controventare.

4. ANALISI STATICHE NON-LINEARI

4.1 Calcolo del PP secondo Gulkan & Sozen

Vengono di seguito sinteticamente ricordati i passi della procedura per il calcolo del Performance Point PP utilizzata. Per la trattazione estesa si rimanda a Gulkan e Sozen [8].

Sistema SDOF equivalente

La massa del sistema SDOF equivalente è determinata come

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2 \quad \text{dove } m_i \text{ è la massa del piano } i\text{-esimo e } \phi_i \text{ gli}$$

spostamenti relativi alla distribuzione dei carichi adottata, normalizzati in modo tale che $\phi_n = 1$ per il punto di controllo.

La curva di capacità del sistema SDOF equivalente è definita dalla forza $F^* = F / \Gamma$ e dallo spostamento $d^* = d_n / \Gamma$ dove F e d_n sono rispettivamente il taglio alla base e lo spostamento del nodo di controllo del sistema MDOF, determinati mediante analisi statica non lineare, e

$$\Gamma = m^* / \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2. \quad \text{Si procede con la definizione della}$$

relazione forza-spostamento idealizzata elasto-plastica.

Il periodo del sistema SDOF equivalente idealizzato T^* è determinato mediante $T^* = 2\pi((m^* d_y^* / F_y^*)^{0.5})$.

Lo spostamento obiettivo della struttura con periodo T^* e

comportamento elastico è dato da: $d_{el}^* = S_e(T^*) [T^* / 2\pi]^2$.

dove $S_e(T^*)$ è lo spettro di risposta elastico di accelerazione.

Si definiscono le rigidzze elastica $K_{el} = F_y^* / d_y^*$ e plastica

$$K_{pl} = (F_m^* - F_y^*) / (d_m^* - d_y^*) \text{ e il loro rapporto } p = K_{pl} / K_{el}.$$

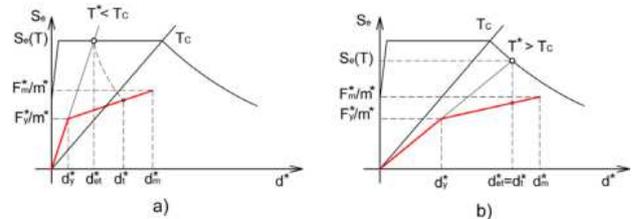


Figura 6 – Calcolo del performance-point: a) $T^* < T_c$, b) $T^* > T_c$

Domanda sismica per il sistema SDOF equivalente

Il fattore di riduzione effettivo delle forze q^{eff} è definito come $q^{eff} = m^* S_e(T^*) / F_y^*$.

Lo spostamento obiettivo d_i^* per le strutture di breve periodo $T^* < T_c$ è così determinato (Figura 6a):

$$d_i^* = \begin{cases} \frac{1 + (1/q^{eff})^2}{2(1/q^{eff})} d_{el}^* & \text{con } p = 0 \\ \frac{1}{p} \left[\sqrt{(1-p) \left(\frac{1}{q^{eff}} \right)^2 + p} - (1-p) \left(\frac{1}{q^{eff}} \right) \right] d_{el}^* & \text{con } p \neq 0 \end{cases} \quad (7)$$

Mentre per le strutture di medio e lungo periodo $T^* > T_c$ lo spostamento obiettivo è $d_i^* = d_{el}^*$ (Figura 6b).

Determinato lo spostamento obiettivo si ricava il rapporto di duttilità $\mu = d_i^* / d_y^*$. Per $T^* > T_c$ si ha che $q^{eff} = \mu$.

Domanda sismica per il sistema MDOF

Lo spostamento obiettivo del sistema MDOF è dato da $d_i = \Gamma \cdot d_i^*$

Tabella 4 – Risultati dei dimensionamenti effettuati al variare di q^d

q^d	i	j	links					diagonals section
			t_w [mm]	d [mm]	t_f [mm]	b [mm]	e_{ij} [mm]	
2	1	1,2,3	6	215	10	200	380	HEA140
	2	1,2,3	5.5	195	12	150	350	HEA140
	3	1,2,3	4	145	9	130	300	HEA140
3	1	1,2	6	200	11	180	380	HEA140
	2	1,2	5.5	175	10	170	350	HEA140
	3	1,2	4	135	9	130	300	HEA140
4	1	1,2	5	170	10	180	410	HEA140
	2	1,2	5	140	10	155	350	HEA140
	3	1,2	4	100	12	130	300	HEA140
5	1	1	6	200	11	180	380	HEA140
	2	1	5.5	175	12	150	350	HEA140
	3	1	4	125	9	130	300	HEA140
6	1	1	5	190	10	180	410	HEA140
	2	1	5	150	10	155	350	HEA140
	3	1	4	100	12	130	300	HEA140

4.2 Curve pushover dei telai adeguati e calcolo dei PP

Le curve sono determinate utilizzando le due distribuzioni dei carichi laterali prescritte [2], ovvero quella proporzionale al primo modo di vibrare (I) e quella proporzionale alle masse (II). Per le analisi non lineari il telaio è ancora rappresentato a fibre [9] [10], utilizzando il modello di Kent e Park per il calcestruzzo [11] e quello di Menegotto - Pinto per le barre di armatura [12]. Le aste diagonali sono modellate con truss elastici, mentre i links mediante beam con cerniere plastiche a taglio, concentrate e bilineari, definite in accordo con [2].

Le curve ricavate, confrontate in Figura 7 e Figura 8 con le curve di capacità del telaio esistente, sono interrotte in corrispondenza del raggiungimento del limite di rotazione massima dei links, che si verifica prematuramente rispetto al raggiungimento della rotazione ultima alla corda di colonne e travi. La verifica di resistenza a taglio delle membrature in cemento armato viene invece effettuata a posteriori.

Determinate le curve di capacità per i vari dimensionamenti effettuati si procede alla determinazione degli spostamenti obiettivo.

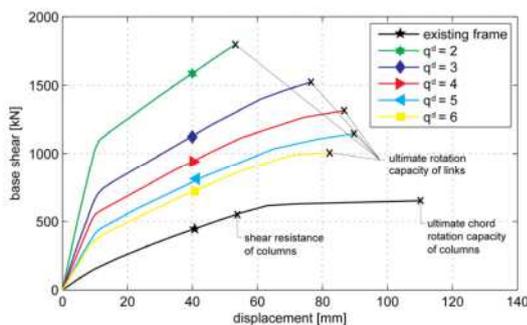


Figura 7 – Curve di capacità dei telai adeguati: distribuzione dei carichi laterali (I)

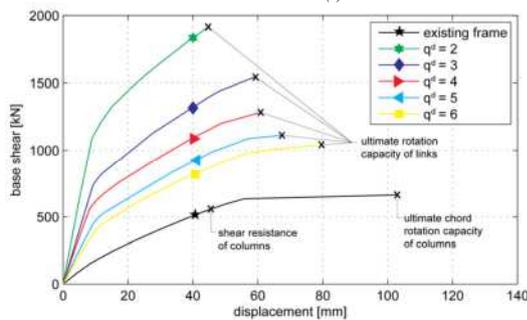


Figura 8 – Curve di capacità dei telai adeguati: distribuzione dei carichi laterali (II)

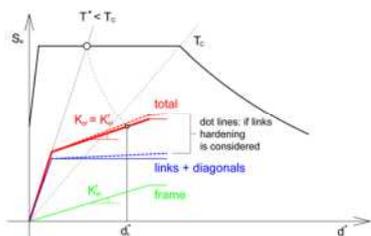


Figura 9 – Definizione della bilineare elasto-plastica incrudente

La bilineare con incrudimento usa come rigidità plastica quella elastica del telaio esistente: $K_{pl} = K_{el}^f$ (Figura 9). Tale ipotesi è valida se si considerano per telaio in cemento armato e per i controventi in acciaio leggi non lineari elasto-plastiche perfette e finché il telaio esistente rimane in campo elastico. Con la procedura di Gulkan & Sozen si calcolano i fattori di struttura effettivi q^{eff} e i rapporti di duttilità μ .

5. ANALISI DINAMICHE NON-LINEARI

Si sono effettuate le analisi time history non lineari di ognuno dei diversi risultati del progetto di adeguamento. I modelli numerici utilizzati sono gli stessi utilizzati per le analisi di push-over. Si è utilizzato un set di 7 accelerogrammi artificiali generati e spettro compatibili allo spettro elastico di riferimento, aventi una durata di 20 secondi. Nelle analisi si è utilizzato un metodo di integrazione nel tempo di Newmark con un passo di integrazione temporale pari a 0.001 secondi.

I risultati medi ottenuti sono riportati in Figura 13, Figura 14, Figura 15 e Figura 16.

6. METODO ANALITICO DIRETTO

In questo paragrafo si definisce un metodo di stima della duttilità effettiva che evita la derivazione numerica della curva di capacità della struttura adeguata mediante analisi statica non lineare.

Poste le due seguenti ipotesi:

- la forza totale F_t e il corrispettivo spostamento x_n determinati all'ultima iterazione k del processo di dimensionamento individuano il punto di primo snervamento della struttura adeguata.
- la rigidità plastica della struttura può essere assunta uguale alla rigidità elastica del telaio esistente.

si ottiene in modo diretto la bilineare con incrudimento del sistema SDOF. Quindi si determinano la forza di prima plasticizzazione F_y^* ed il relativo spostamento d_y^* mediante:

$$F_y^* = F_t / \Gamma ; \quad d_y^* = x_n / \Gamma ; \quad (8)$$

Utilizzando il procedimento di Gulkan e Sozen per il calcolo del PP, grazie alla bilinearizzazione diretta appena definita, si determinano in modo analitico e diretto il fattore di struttura effettivo q_A^{eff} e il rapporto di duttilità μ_A (A: analytical) della struttura adeguata. I valori così calcolati sono confrontati in Figura 10 con quelli numerici derivanti dalle analisi pushover.

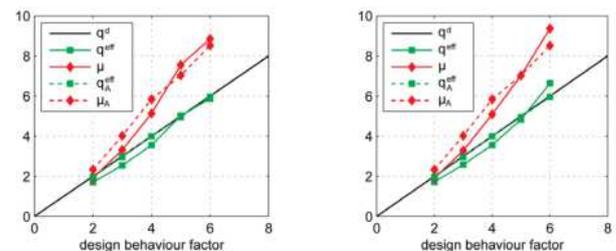


Figura 10 – Stima dei parametri di duttilità effettivi: distribuzione dei carichi laterali (I) e (II)

Di seguito si forniscono delle relazioni analitiche di impiego diretto per la stima della domanda di duttilità e delle sollecitazioni indotte dal sisma sulla struttura adeguata. Si utilizzano le stime dei parametri di duttilità q_A^{eff} e μ_A e si richiede la preventiva esecuzione di una analisi spettrale con spettro di progetto ridotto di q_A^{eff} .

Rotazione dei links

Determinate le distorsioni $\Delta x_{ij,RS}^l$ dei link ai piani e gli spostamenti interpiano $(x_i - x_{i-1})_{RS}$ mediante l'analisi spettrale, si calcolano le distorsioni angolari effettive degli stessi in campo anelastico tenendo conto del parametro di duttilità modificato $\mu_{ij,A}^*$ per considerare la localizzazione delle deformazioni anelastiche sui links. La definizione di $\mu_{ij,A}^*$ è necessaria poiché μ_A determina un rapporto di duttilità di tipo globale che interessa gli spostamenti di piano mentre in situazione post-elastica bisogna considerare la localizzazione della deformazione anelastica sui links. Lo spostamento plastico interpiano è pari a $\mu_A \cdot (x_i - x_{i-1})_{RS}$, mentre per i diagonali di controvento lo spostamento elastico è pari $\psi [(x_i - x_{i-1})_{RS} - \Delta x_{ij,RS}^l]$ (Figura 11).

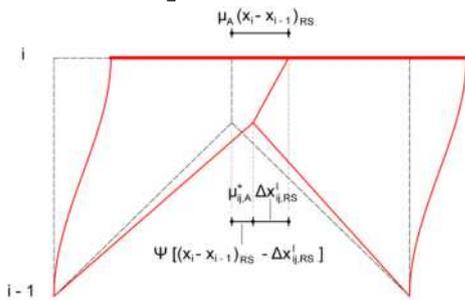


Figura 11 – Definizione di $\mu_{ij,A}^*$

Trascurando a favore di sicurezza le rotazioni della trave e l'incremento degli spostamenti dei diagonali dovuto all'incrudimento del link ($\psi = 1$) si giunge alla definizione di:

$$\mu_{ij,A}^* = \frac{\mu_A (x_i - x_{i-1})_{RS} - [(x_i - x_{i-1})_{RS} - \Delta x_{ij,RS}^l]}{\Delta x_{ij,RS}^l} \quad (9)$$

Quindi si procede al calcolo della rotazione dei links:

$$\theta_{ij,A}^{l,D} = \tan^{-1}(\mu_{ij,A}^* \cdot \Delta x_{ij,RS}^l / e_{ij}) \quad (10)$$

Rotazione alla corda delle colonne

La rotazione alla corda delle colonne viene derivata dagli spostamenti interpiano $(x_i - x_{i-1})_{RS}$ determinati con l'analisi spettrale mediante la seguente relazione:

$$\theta_{ij,A}^{f,D} = \arctan \left[\frac{\mu_A \cdot (x_i - x_{i-1})_{RS}}{h_i} \right] \quad (11)$$

ipotizzando trascurabile la rotazione del nodo trave-colonna.

Sollecitazione di taglio sulle colonne

Il taglio agente sulle colonne viene calcolato con la relazione seguente (Figura 12):

$$V_{ij,A}^{f,D} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_A \cdot V_{ij,RS}^f \quad (1) \\ \left(\frac{M_{i,d} + M_{i-1,d}}{h_i} \right) \quad (2) \end{array} \right. \quad (12)$$

$$M_{i,d} = 1.1 \cdot M_{Re,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (13)$$

dove $V_{ij,RS}^f$ è il taglio calcolato sulla colonna j-esima mediante analisi modale allo spettro di risposta, $M_{Re,i}$ è il valore di progetto del momento resistente della colonna j all'estremità i, $\sum M_{Rb}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo i, $\sum M_{Rc}$ è la somma dei momenti resistenti delle colonne che convergono nel nodo i. I momenti resistenti delle sezioni sono calcolati in conformità a [5].

La prima relazione (12) presuppone che il telaio in cemento armato sia ancora in campo elastico, quindi il valore di taglio è pari a quello determinato dall'analisi spettrale moltiplicato per μ_A . La seconda delle relazioni (12) indica che la sollecitazione di taglio sulle colonne non può superare il valore corrispondente alla formazione di cerniere plastiche flessionali al piede e in sommità del pilastro.

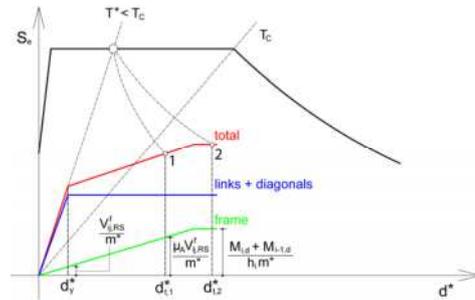


Figura 12 – Taglio sulla struttura esistente

Spostamenti ai piani del telaio

Gli spostamenti ai piani del telaio vengono calcolati mediante la seguente relazione:

$$x_{i,A}^D = \mu_A \cdot x_{i,RS} \quad (14)$$

dove $x_{n,RS}$ è lo spostamento in sommità determinato con l'analisi spettrale.

7. CONFRONTO DEI RISULTATI

Si confrontano i risultati ottenuti mediante le analisi non lineari statiche e dinamiche e quelli ottenuti mediante le relazioni analitiche proposte. Con i risultati ottenuti si effettuano inoltre le verifiche del comportamento post-elastico del telaio adeguato, in particolare la verifica dei meccanismi duttili e fragili. In Figura 13, Figura 14, Figura 15 e Figura 16 si confrontano i risultati ottenuti con i diversi metodi sopra esposti. Le quantità riportate col pedice TH indicano la media dei risultati ottenuti dalle 7 time history effettuate; quelle col pedice PO(I) e PO(II) sono le quantità ottenute dall'analisi pushover effettuata con distribuzioni dei carichi laterali (I) e (II) rispettivamente; ed infine quelle col pedice A sono le quantità determinate con le relazioni analitiche proposte.

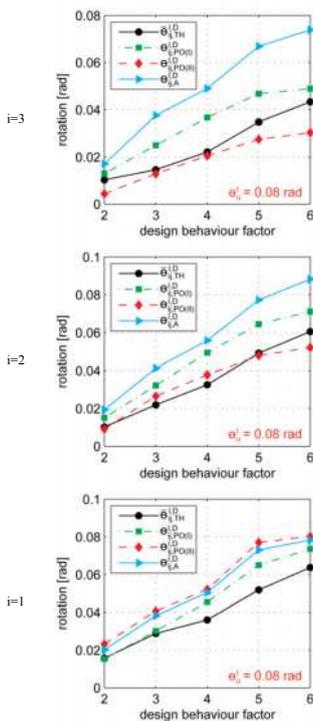


Figura 13 – Rotazioni link ai piani

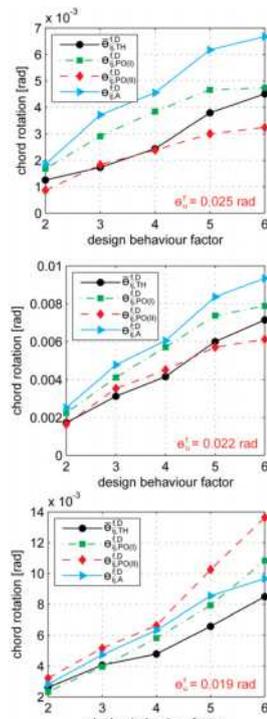


Figura 14 – Rotazioni alla corda colonne

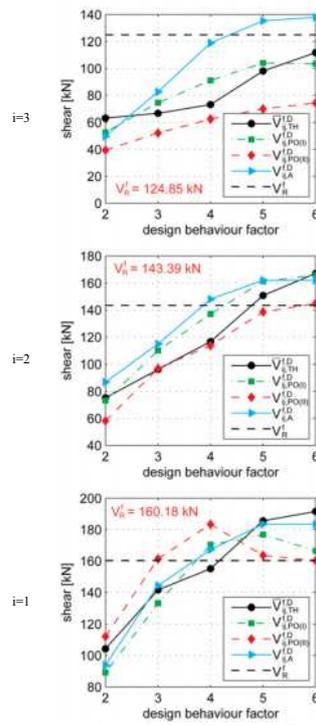


Figura 15 – Taglio delle colonne ai piani

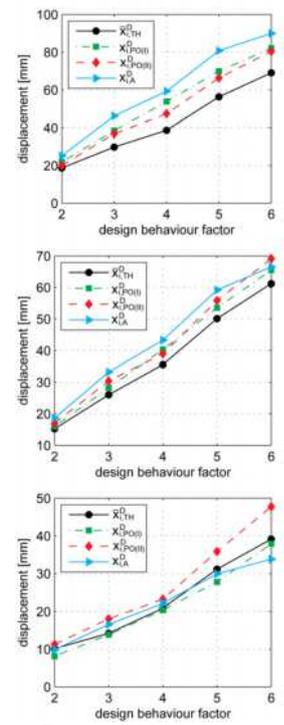


Figura 16 – Spostamenti ai piani

Dai grafici relativi alle rotazioni dei links (Figura 13) si può notare come le rotazioni calcolate siano inferiori al limite di rotazione imposto pari a 0.08 rad. Anche le rotazioni alla corda delle colonne (Figura 14) sono ampiamente entro i limiti calcolati. Per quanto riguarda invece la sollecitazione di taglio agente sulle colonne (Figura 15) si ha che per i progetti effettuati con fattore di struttura pari a 4, 5 e 6 le colonne al pian terreno e al piano primo presentano valori di taglio sollecitante superiori ai valori di taglio resistente. Pertanto i dimensionamenti effettuati con fattori di struttura pari a 4, 5 e 6 non sono verificati e determinano rottura per taglio del telaio adeguato. Se non si ipotizza di eseguire degli interventi localizzati di aumento della resistenza a taglio dei pilastri, il fattore di struttura di progetto massimo utilizzabile è pertanto pari a circa 3.5 poiché comporta una sollecitazione di taglio sulle colonne al pian terreno compatibile con il limite di resistenza attuale. Si evidenzia come i valori determinati con il metodo analitico proposto sono in ottimo accordo con i risultati ottenuti dalle analisi non lineari effettuate, specie per i valori al piano terra dell'edificio dove generalmente il rispetto delle verifiche di duttilità e resistenza è più difficile. Le relazioni proposte forniscono valori di rotazioni e taglio in accordo e sempre cautelativi rispetto ai risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche. Possono considerarsi pertanto un valido strumento che permette di stimare il comportamento post-elastico della struttura adeguata senza dover ricorrere all'uso di analisi non lineari. Pertanto nel complesso sia le fasi di progettazione che di verifica proposte in questo lavoro consentono di operare esclusivamente mediante strumenti di analisi di tipo lineare.

8. VALUTAZIONI ENERGETICHE

Nel bilancio energetico dei telai in cemento armato adeguati mediante controventi eccentrici e soggetti all'azione sismica, al generico istante t , si distinguono i vari contributi in cui si suddivide l'energia sismica immessa dal terremoto:

$$E_I(t) = E_K(t) + E_S(t) + E_V(t) + E_F(t) + E_L(t) \quad (15)$$

dove i vari termini sono: energia cinetica della struttura $E_K(t)$, di deformazione elastica della struttura $E_S(t)$, di smorzamento viscoso $E_V(t)$, di smorzamento isteretico del telaio esistente $E_F(t)$, di smorzamento isteretico dei nuovi elementi strutturali introdotti $E_L(t)$. I termini $E_K(t)$, $E_S(t)$ determinano la parte di energia restituibile, mentre i termini $E_V(t)$, $E_F(t)$, $E_L(t)$ costituiscono la parte di energia dissipata. All'istante t_r in cui termina l'evento sismico e si ripristinano le condizioni di quiete quindi, l'energia totale restituibile del sistema si annulla e dalla (15) si ottiene:

$$E_I(t_r) = E_V(t_r) + E_F(t_r) + E_L(t_r) \quad (16)$$

Per ottenere un meccanismo di rottura duttile e di tipo globale nella struttura adeguata si dovrà:

- minimizzare l'energia di smorzamento isteretico del telaio $E_F(t_r)$, poiché la struttura esistente non possiede caratteristiche di duttilità adeguate;
- massimizzare l'energia di smorzamento isteretico dei nuovi elementi strutturali introdotti $E_L(t_r)$ e verificare che questa sia equamente distribuita ai vari piani;
- ottenere una buona capacità dissipativa di natura plastica, pertanto $E_V(t_r) < E_L(t_r)$.

Per eseguire tali valutazioni, per ogni adeguamento

progettato, si sono calcolati i vari contributi di energia a partire dalle time histories di risposta strutturale determinate mediante le analisi dinamiche non lineari. A titolo esemplificativo si riporta in Figura 17 l'andamento dei vari contributi energetici nel tempo nel caso di adeguamento sismico progettato con $q^d = 4$. In Figura 18 invece viene riportato il bilancio energetico al tempo t_r , in termini percentuali, per tutte le diverse soluzioni di adeguamento.

Si vede che al crescere del q^d aumenta l'energia introdotta dal sisma e quindi anche il grado di danneggiamento indotto alla struttura. Per $q^d = 2$ aumenta l'importanza percentuale dell'energia dissipata viscosamente perché si ha una minore entrata in campo plastico di tutte le strutture e quindi diminuiscono E_L e E_F . Dai risultati ottenuti si può vedere come il controvento introdotto e dimensionato secondo il metodo di progetto proposto permette di limitare la dissipazione energetica richiesta al telaio in cemento armato che nelle varie ipotesi rimane mediamente pari al 4% dell'energia totale introdotta. Anche dall'analisi energetica appare che il fattore ottimale di progetto sia pari a circa $q^d = 3.5$. Per questo valore si ha un bilanciamento ottimale fra necessità di salvaguardia del telaio esistente e sfruttamento delle capacità dissipative del controvento.

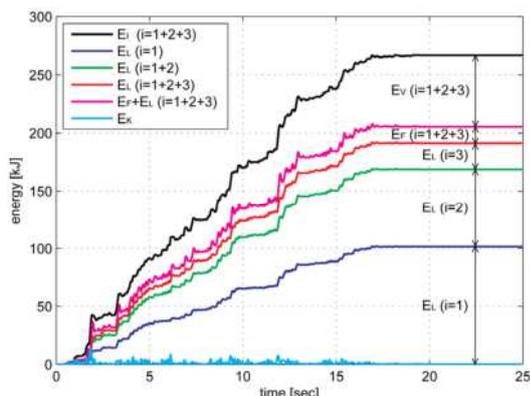


Figura 17 – Valutazioni energetiche nel tempo per $q^d = 4$

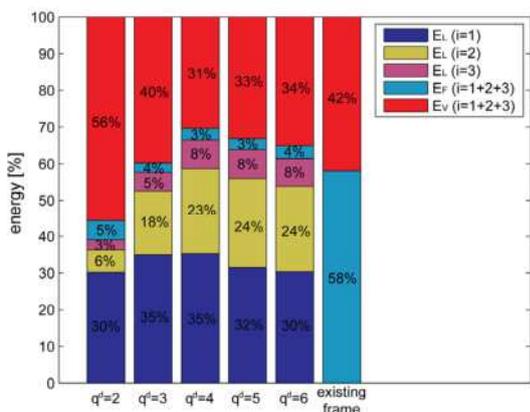


Figura 18 – Contributi finali di energia in %

CONCLUSIONI

L'insieme delle analisi non lineari effettuate ha permesso di determinare il valore del q^d massimo utilizzabile. Le relazioni analitiche proposte per la stima del comportamento post-elastico delle membrature costituenti il telaio adeguato determinano risultati in ottimo accordo con le analisi non lineari effettuate e pertanto possono considerarsi un criterio affidabile per la valutazione del raggiungimento degli obiettivi di adeguamento. Esse permettono di effettuare le verifiche dei meccanismi duttili e fragili senza l'ausilio di analisi non lineari. Lo studio energetico effettuato mette in luce inoltre come il metodo di dimensionamento proposto determini una progettazione dell'adeguamento che concentra e massimizza la deformazione anelastica nei links e la riduce al minimo sul telaio esistente in cemento armato.

RIFERIMENTI

- [1] De Stefani L., Lazzari M., Scotta R., 2009. "Un nuovo metodo per la progettazione di controventi eccentrici a Y per l'adeguamento sismico di telai in cemento armato esistenti", XIII Convegno ANIDIS "L'Ingegneria sismica in Italia", Bologna, Italia.
- [2] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings.
- [3] Eurocode 3, 2005. Design of steel structures -Part 1-1: General rules for buildings.
- [4] Potra F.A., Wright S.J., 2000. Interior-point methods. Journal of Computational and Applied Mathematics.
- [5] Eurocode 2, 2005. Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [6] Eurocode 8, 2005. Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [7] Mpampatsikos V., Nascimbene R., Petrini L., 2008. A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and Italian code. Journal of Earthquake Engineering.
- [8] Gulkan P., Sozen M.A., 1977. Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. N.M. Hawkins, Ed., ACI Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, pp. 109-116.
- [9] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. I: formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1996; 25:711-725.
- [10] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF, 1996. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. II: applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1996; 25:727-742.
- [11] Kent DC, Park R., 1971. Flexural members with confined concrete. ASCE Journal of Structural Division 1971; 97:1969-1990.
- [12] Menegotto M. and Pinto P. E., 1973. "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.

VALUTAZIONE SISMICA DI STRUTTURE ESISTENTI IN C.A. MEDIANTE ALBERO LOGICO

Paolo Franchin¹, Paolo E. Pinto¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”

SOMMARIO

Questo contributo individua i gradi di libertà lasciati a un valutatore di una struttura esistente soggetta ad azione sismica all'interno dell'attuale impostazione normativa e ne analizza le conseguenze. Anche con riferimento a una semplice struttura di telaio piano in c.a. si evidenzia come i risultati di analisi di vulnerabilità svolte da analisti diversi seguendo la stessa norma possono differire in misura notevole. Si descrive quindi una procedura di verifica alternativa che dovrebbe idealmente superare il problema evidenziato.

SUMMARY

This paper starts by identifying the degrees of freedom left to an analyst assessing an existing structure subject to seismic action within the current code format. It then moves on to explore the consequences of this freedom with reference to a simple RC plane frame. The results provide a quantitative support to the intuitive fact that assessments carried out by different analysts may differ considerably, to the point that retrofit decision can be reversed. An alternative procedure is sketched, which could possibly overcome the highlighted problem.

1. L'ATTUALE APPROCCIO NORMATIVO

1.1 Introduzione

I riferimenti normativi per la valutazione di una struttura esistente soggetta all'azione sismica sono attualmente il DM2008 [1] con le corrispondenti Istruzioni emanate nel 2009, e la Parte 3 dell'Eurocodice 8 emanata in versione EN nel 2005 [2]. Le due norme hanno la stessa impostazione e differiscono per il numero di requisiti prestazionali considerati, tre nell'EC8-3, *damage limitation* (DL), *significant damage* (SD) e *near collapse* (NC), quattro nel DM2008, *operatività* (SLO), *danno* (SLD), *salvaguardia della vita* (SLV) e *collasso* (SLC); per la definizione dell'azione sismica, che nel caso del DM2008 è un'approssimazione dello spettro isoprobabile locale, di forma variabile con il periodo medio di ritorno e le coordinate geografiche, e per altri aspetti secondari. Nel seguito nell'evidenziare alcune problematiche della verifica si fa riferimento solo ad aspetti comuni alle due norme, e si esamina in particolare la verifica per uno stato limite ultimo, come ad esempio SD/SLV, che per le strutture esistenti può essere l'unica verifica eseguita, ai sensi del DM2008.

1.2 Il requisito prestazionale SD/SLV

Lo stato limite di salvaguardia della vita è definito come quello stato in cui la struttura dell'edificio, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, tali da rendere non economica la riparazione, mantiene una residua

resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali. Si può osservare come tale definizione verbale è riferita a uno stato di danneggiamento *diffuso globale*, al quale in generale contribuisce un numero variabile di elementi a diverso livello di danneggiamento.

1.3 Conoscenza della struttura: Livelli di Conoscenza e Fattore di Confidenza

Il difetto di conoscenza sulla struttura da valutare, sempre presente in misura variabile, è trattato dalla normativa attraverso una discretizzazione della conoscenza in *tre livelli*, definiti in funzione della quantità di informazioni disponibili all'atto della valutazione su *geometria, dettagli e materiali*. A ogni livello di conoscenza è poi fatto corrispondere il valore di un fattore, denominato di Confidenza (FC), che ha un doppio uso. Serve per la quantificazione della *capacità* deformativa e di resistenza degli elementi, come divisore dei valori medi dei parametri di resistenza dei materiali, e per la quantificazione della *domanda* sui meccanismi *fragili*, come moltiplicatore dei valori medi dei parametri di resistenza dei materiali degli elementi duttili che li sollecitano. Una discussione su questo approccio al trattamento dell'incertezza epistemica si può trovare ad esempio in [3].

1.4 Metodi di analisi

La norma prevede i quattro classici metodi di analisi, lineare e non lineare, statico e dinamico. Per quanto riguarda

l'analisi di vulnerabilità sismica delle strutture esistenti le analisi lineari possono essere svolte sia con il classico spettro ridotto, detto "di progetto", diviso cioè per un fattore di struttura q , o con lo spettro elastico non ridotto. Le verifiche corrispondenti sono di natura diversa. Vengono specificate condizioni di applicabilità, che ad esempio nel caso dell'analisi lineare con spettro elastico sono volte a verificare la sufficiente uniformità e limitazione della domanda inelastica sulla struttura (strutture in c.a.).

1.5 Criteri di verifica

Le verifiche di rispondenza ai requisiti prestazionali dipendono dal metodo di analisi adottato. Sono verifiche di resistenza sia a presso-flessione che a taglio nel caso di analisi lineari con spettro ridotto, e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili (presso-flessione) e di resistenza per quelli fragili (taglio) nel caso di analisi lineari con spettro elastico o analisi non lineari.

Si può osservare come in tutti i casi le verifiche siano di tipo puntuale/locale, a livello di singolo elemento, e che non vi sia rispondenza tra tali verifiche e la definizione verbale dello stato limite, che ha un carattere globale. Non è fornita alcuna indicazione al valutatore su come "aggregare" i rapporti domanda/capacità ottenuti a livello di elemento in un indice globale, fatto che potrebbe anche portare a indicare come capacità della struttura il valore dell'azione corrispondente alla mancata verifica del singolo elemento più debole.

2. GRADI DI LIBERTA' DEL VALUTATORE

2.1 I gradi di libertà

L'impianto normativo attuale mentre fornisce metodi diversi per l'analisi delle strutture, nuove ed esistenti, e indicazioni sulle condizioni di applicabilità di ognuno di essi, non fornisce al contrario indicazioni sulla *modellazione non lineare*, né sul criterio da adottare nell'aggregare i risultati a livello locale di elemento o meccanismo al fine di esprimere un *giudizio di adeguatezza*. Non vengono inoltre fornite indicazioni in merito all'utilizzo delle *informazioni ottenute mediante campagne di saggi e prove integrative* alla documentazione progettuale eventualmente disponibile. È in questi ambiti che possono essere ricercate le scelte alternative che, nel pieno rispetto della norma, analisti diversi possono operare nel corso del processo di valutazione giungendo a risultati diversi.

Nel paragrafo successivo si presenta un semplice esempio, relativo a un telaio piano in c.a., già analizzato in [3], con riferimento al quale si evidenzia la latitudine dei risultati ottenibili pur osservando le prescrizioni normative.

Differenze nei risultati di valutazioni "equivalenti"

La Figura 1 mostra un telaio piano a tre campate e sei piani. Le travi hanno tutte sezione 250mm×700mm, mentre i pilastri hanno sezione molto variabili, comprese tra 250mm×400mm e 400mm×900mm. I dettagli delle dimensioni di carpenteria e armatura possono essere trovati in [4]. Per quanto riguarda i materiali i valori medi delle resistenze sono $f_c = 20\text{MPa}$, $f_y = 275\text{MPa}$, e $f_m = 4.4\text{MPa}$ per le tamponature (valore corrispondente a muratura in blocchi laterizi semipieni con una percentuale di foratura inferiore al 45%, modulo $E_m =$

$750f_m$). Le analisi effettuate nel seguito si suppongono svolte in un livello di conoscenza della struttura elevato, quello denominato LC3 nella Normativa, cui corrisponde un valore unitario del fattore di confidenza.

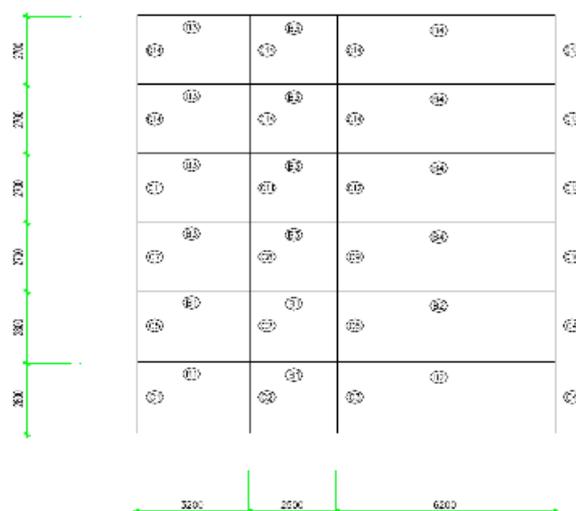


Figura 1 Telaio in c.a. di 6 piani

Si supponga di assegnare l'incarico di valutare la vulnerabilità sismica di tale telaio a diversi analisti. Ognuno degli incaricati esercita la propria discrezione nell'effettuare alcune scelte.

A fini puramente illustrativi le scelte considerate nel differenziare le valutazioni, che ai sensi della norma sono ritenute aventi validità "equivalente", non riguardano tutte le possibilità ma si limitano all'*analisi della risposta*, ai *dati di ingresso* e alla valutazione della *capacità dei meccanismi fragili*. Nel dettaglio le cinque scelte sono:

1. Risposta: uso dell'analisi non lineare *statica* o *dinamica* (essendo entrambe applicabili in questo caso). Si osservi come si sarebbe potuto differenziare in maniera forse maggiore i risultati adottando come alternative per questa scelta l'analisi *lineare* e quella *non lineare*. Le analisi dinamiche sono svolte con 7 accelerogrammi spettrocompatibili [4] con lo spettro utilizzato per l'analisi statica non lineare (i risultati "dinamici" sono la media sui 7 segnali);
2. Risposta: uso di un modello a fibre standard (comportamento ciclico stabile), denominato nel seguito modellazione di *base*, o uso di un modello a cerniere plastiche con degrado di rigidità e resistenza e inclusione del collasso per eccesso di deformazione (θ_u) o taglio (V_u), denominato modellazione *avanzata*. Questa seconda opzione di modellazione, meno usuale per le strutture in cemento armato ma in linea con quanto ad esempio è fatto nei metodi non lineari a telaio equivalente per l'analisi delle murature, permette di evidenziare l'effetto della sequenza di collassi locali sulla risposta globale.

3. Risposta: considerazione o meno della tamponatura (modellazione non lineare a bielle con comportamento elasto-plastico degradante in sola compressione);
4. Dati di ingresso: considerazione di due valori della percentuale di armatura dei pilastri (valori da considerare come due diverse medie ottenute attraverso campagne di prova su pilastri diversi);
5. Capacità dei meccanismi fragili: utilizzo di due formule per la valutazione della resistenza a taglio dei pilastri/travi: il modello di Biskinis et al [5] come da EC8-3 o Kowalsky e Priestley [6].

A sottolineare nuovamente il carattere illustrativo di questa analisi, si osserva come altre incertezze spesso incontrate dagli analisti e che potrebbero essere considerate comprendono, ad esempio, le dimensioni geometriche degli elementi, il dettaglio dell'armatura dei nodi e il loro modello di risposta/capacità, la massa dei solai, il modello e livello di smorzamento, etc.

Tra le scelte descritte, viene attribuito un peso notevole (sono tre su cinque) a quelle che riguardano la determinazione della risposta, e cioè metodo di analisi, strategia di modellazione e scelta degli elementi. La motivazione di una tale importanza attribuita alla determinazione della risposta è che la pratica mostra come spesso, anche a parità di scelte di modellazione e metodo di analisi, il semplice uso di un programma di calcolo diverso comporta differenze importanti. Nel valutare i risultati presenti è di rilievo considerare che il programma di calcolo utilizzato è sempre lo stesso (OpenSEES).

Prima di valutare i risultati mostrati nel seguito è infine necessario sottolineare due aspetti.

Il primo riguarda il *criterio di verifica* adottato, di tipo globale e considerato rappresentativo/semplificativo di un criterio quantitativo più rispondente alla definizione verbale di SL. Il criterio è stato formulato in termini di raggiungimento di una soglia limite per lo scorrimento interpiano θ massimo sull'altezza del telaio. In particolare, in funzione della modellazione e del metodo di analisi, la verifica è stata svolta controllando il rapporto domanda/capacità globale Y [7,8] definito in questo caso come:

$$Y = \max \left(\max_{\text{piani}} \frac{\theta}{\theta_u}, \max_{\text{pilastri}} \frac{V}{V_u} \right) \quad (1a)$$

$$Y = \max_{\text{piani}} \frac{\theta}{\theta_u} \quad (1b)$$

$$Y = \max_t \max \left(\max_{\text{piani}} \frac{\theta(t)}{\theta_u(t)}, \max_{\text{pilastri}} \frac{V(t)}{V_u(t)} \right) \quad (1c)$$

$$Y = \max_t \max_{\text{piani}} \frac{\theta(t)}{\theta_u(t)} \quad (1d)$$

dove le formule (1a) e (1b) valgono per analisi statica, rispettivamente con modellazione di *base* (che non include il collasso per taglio nella risposta) e *avanzata*, mentre le formule (1c) e (1d) valgono per analisi dinamica.

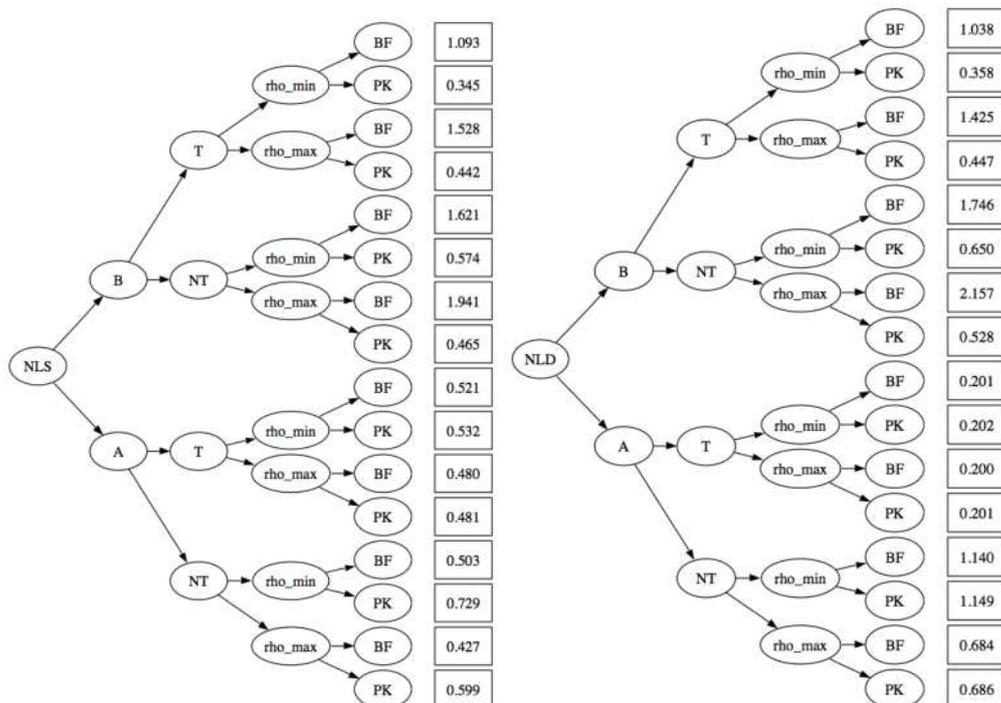


Figura 2 Albero logico: porzioni relative all'analisi non lineare statica (NLS, sinistra) e dinamica (NLD, destra): modellazione di base o avanzata (B/A), tamponature incluse o meno (T/NT), percentuale di armatura nei pilastri, formula di resistenza a taglio dell'EC8-3, Biskinis-Fardis, o da modified UCSD model, Priestley-Kowalsky (BF/PK).

Il secondo aspetto da sottolineare riguarda la scelta sulla formula di capacità da adottare per la resistenza a taglio. Sia l'EC8-3 che il DM2008 forniscono indicazioni a riguardo in Annessi informativi o in appendice nella circolare, riconoscendo il carattere evolutivo di tali formule. In particolare l'EC8-3 fornisce come formula quella derivata da Biskinis e Fardis, mentre il DM2008 indica di valutare la resistenza a taglio come per gli elementi di nuova costruzione, ma indica in altra parte nell'appendice alla circolare anche la formula trinomia denominata modified-UCSD model. Quest'ultima è adottata come alternativa meno conservativa insieme alla formula dell'EC8-3 per definire due possibili scelte alternative per la resistenza a taglio.

La Figura 2 mostra le due porzioni dell'albero logico [9,10] con cui le 5 scelte sono state combinate per dare luogo a 32 modelli alternativi. Sulle foglie sono anche indicati i valori ottenuti con ogni combinazione di scelte.

Una prima osservazione è che i risultati variano nell'intervallo veramente notevole [0.200, 2.157]: la differenza tra i due valori estremi è di un ordine di grandezza.

La tecnica dell'albero logico permette di andare oltre il semplice esame della variabilità ottenuta con scelte alternative. È infatti possibile assegnare ad ogni scelta un peso corrispondente al grado di verosimiglianza che la scelta stessa ha per l'analista (probabilità soggettiva, valore compreso tra 0 e 1, la somma dei pesi a ogni diramazione dev'essere 1). Il prodotto dei pesi dei rami che portano a ogni foglia corrisponde alla verosimiglianza associata al risultato corrispondente. Poiché i pesi ottenuti per tutte le foglie sommano a uno, il risultato è una distribuzione di probabilità discreta del rapporto di verifica Y .

Le figure successive mostrano le distribuzioni ottenute considerando equiprobabili tutte le scelte, fatto che comporta una probabilità costante pari a $1/32$ per tutti i valori di Y . Le figure riportano sempre sia la curva ottenuta considerando tutti e 32 i risultati (curve etichettata con "Ref.") che le due curve ottenute dividendo i risultati in due insiemi di 16 valori distinti di volta in volta considerando una delle scelte alternative.

La Figura 3 mostra le distribuzioni ottenute dividendo i risultati in "statici" e "dinamici". Si può osservare come per questa struttura la differenza nel metodo di analisi non induce un'apprezzabile variazione nei risultati.

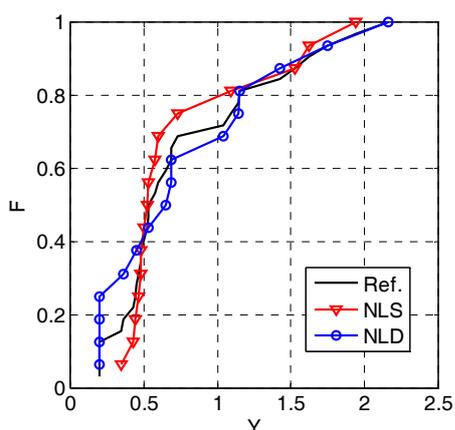


Figura 3 Distribuzioni empiriche ottenute aggregando i risultati in due gruppi di 16 valori rispetto a metodo di analisi

La Figura 4 mostra le distribuzioni ottenute separando i risultati con riferimento alla percentuale di armatura nei pilastri. Si osserva come la variazione attribuita alla percentuale geometrica di armatura longitudinale (tra 0.8% e 1.2%) non conduca a differenze significative negli esiti della verifica. L'influenza di questo parametro (e più in generale del prodotto $\rho_f y$), risultato spesso secondario in verifiche svolte con riferimento a quantità di deformazione (vedi la definizione di Y nelle equazioni (1a-d)), è in questo caso ulteriormente mascherato dalle altre scelte considerate.

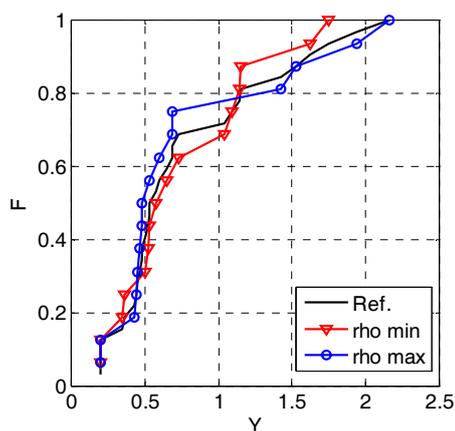


Figura 4 Distribuzioni empiriche ottenute aggregando i risultati in due gruppi di 16 valori rispetto alla percentuale di armatura

Le scelte che risultano più determinanti nel differenziare l'esito della verifica sono quelle relative alla modellazione (B/A), la formula di capacità a taglio (BF/PK) e le tamponature (T/NT), come mostrato nelle figure successive.

In particolare, le figure mostrano che la modellazione di base risulta sempre più conservativa di quella avanzata, portando a rapporti domanda/capacità globale più elevati, così come la formula di Biskinis e Fardis (EC8-3) rispetto a quella di Priestley e Kowalsky, e l'assenza delle tamponature. Riguardo a queste ultime si può osservare come le bielle equivalenti siano state collegate ai nodi e non a punti nei pilastri in prossimità dei nodi, e che quindi non vanno a incrementare direttamente il taglio nei pilastri.

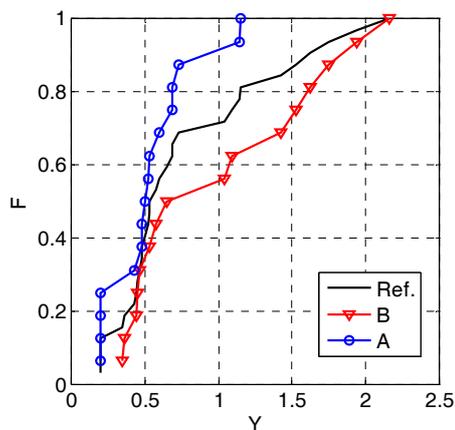


Figura 5 Distribuzioni empiriche ottenute aggregando i risultati in due gruppi di 16 valori rispetto all'approccio di modellazione

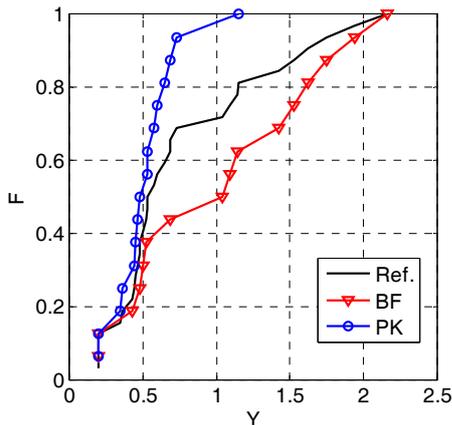


Figura 6 Distribuzioni empiriche ottenute aggregando i risultati in due gruppi di 16 valori rispetto alla formula di resistenza a taglio

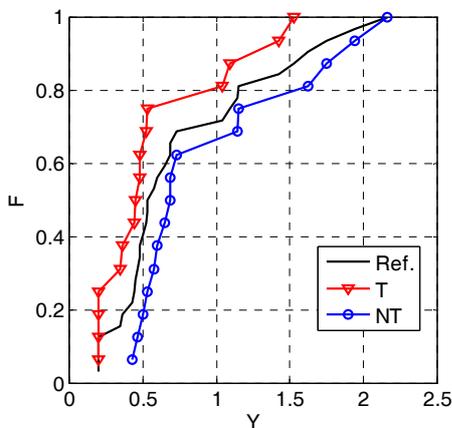


Figura 7 Distribuzioni empiriche ottenute aggregando i risultati in due gruppi di 16 valori rispetto alla modellazione delle tamponature

Osservazioni sui risultati

I risultati ottenuti dal particolare esempio considerato indicano chiaramente come la variabilità maggiore negli esiti delle verifiche provenga da fonti di incertezza di natura epistemica fondamentale, legate cioè a un difetto di conoscenza sul comportamento meccanico degli elementi, e quindi non riducibili con una campagna di prove e saggi sulla struttura.

Nel paragrafo successivo si delinea un modo di operare alternativo che partendo dal riconoscimento dell'irriducibilità di tali incertezze le considera esplicitamente trattandole mediante lo strumento dell'albero logico, nel quale vengono introdotte le già menzionate probabilità soggettive per pesare la fiducia dell'analista in ciascuna delle scelte alternative.

3. UNA PROCEDURA ALTERNATIVA

La Figura 8 mostra il diagramma di flusso di una procedura generale di verifica per strutture esistenti in cemento armato. Gli elementi distintivi della procedura sono i seguenti:

- L'analisi di riferimento è quella *non lineare*. Il ruolo dell'*analisi lineare* è quello di uno *strumento preliminare*. Quest'ultimo può essere anche conclusivo nel caso di un'evidente sovrarresistenza della struttura. In generale però l'analisi lineare fornisce una stima della distribuzione e dell'entità delle deformazioni sull'altezza dell'edificio, utile a orientare le indagini.
- Le indagini si effettuano quindi nella maniera più efficace nelle zone di maggiore impegno,

compatibilmente con le esigenze d'uso, ed è più rilevante la posizione che non la quantità di prove effettuate.

- Sulla base delle conoscenze ottenibili si impostano modelli alternativi per tenere conto di incertezze "irriducibili" quali quelle evidenziate nel paragrafo precedente
- L'esito della verifica consiste nella distribuzione di probabilità del "rapporto di verifica" (D/C globale), dalla quale è possibile trarre parametri statistici quali media e dispersione, o un intervallo di assegnata confidenza.

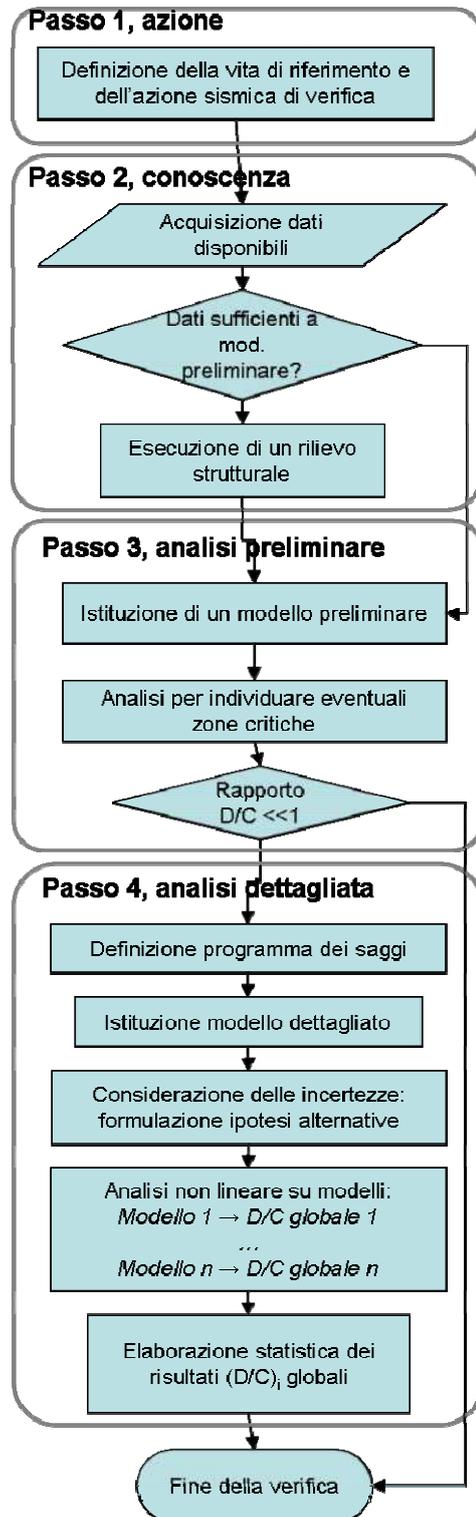


Figura 8 Procedura di verifica.

Prendendo a riferimento il caso trattato in precedenza, e assumendo che la preliminare analisi lineare abbia indicato la necessità di procedere a un'analisi di dettaglio, si presenta un esempio campione della procedura nel quale vengono considerate come incertezze epistemiche quelle dimostrate rilevanti nel paragrafo precedente, ed in particolare l'approccio di modellazione, il modello di resistenza a taglio e l'inclusione delle tamponature. Sempre a titolo illustrativo sono stato assegnati alle scelte pesi che riflettono il diverso grado di confidenza:

- Modellazione: 0.6 al modello avanzato, 0.4 al modello di base;
- Resistenza a taglio: 0.7 al modello EC8-3, 0.3 al modello alternativo;
- Tamponature: 0.7 se assenti, 0.3 se presenti.

La Figura 9 mostra l'albero logico corrispondente con i pesi assegnati ai rami e i pesi risultanti delle foglie, insieme ai valori del rapporto di verifica (analisi non lineare statica e valore minimo della percentuale geometrica di armatura), mentre la Figura 10 mostra la distribuzione di probabilità di tali valori, insieme ai corrispondenti momenti (media e deviazione standard).

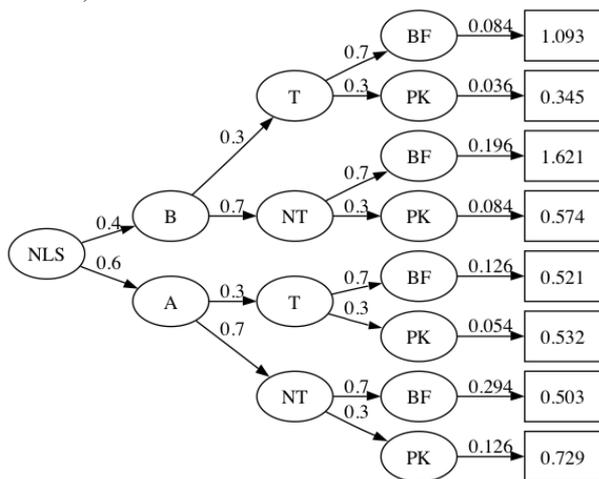


Figura 9 Albero logico con indicazione delle probabilità soggettive associate a ogni scelta.

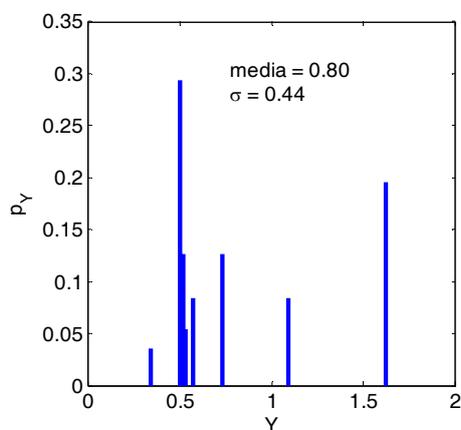


Figura 10 Distribuzione di probabilità discreta associata ai valori di Y.

Sulla base dei dati scelti per questo esempio si ottiene per il rapporto di verifica globale un valore medio inferiore a 1,

corrispondente a un esito positivo, cui è associato peraltro un coefficiente di variazione significativo, intorno al 50%.

Al fine di valutare, per quanto limitatamente al semplice esempio utilizzato, la robustezza della procedura nei confronti dei pesi attribuiti alle diverse scelte, si sono ricalcolate la media e la deviazione standard variando i pesi: nel primo caso i rami sono stati considerati equiprobabili, nel secondo il peso attribuito alla formula di taglio dell'EC8-3 è stato portato a 0.9. I risultati sono mostrati in Tabella 1.

Tabella 1 – Valori di media e deviazione standard del rapporto di verifica per diversi valori dei pesi.

Pesi	Media	Dev.Standard	CoV
Pesi iniziali	0.80	0.44	55%
Scelte equiprobabili	0.74	0.48	65%
Peso taglio EC8-3 = 0.9	0.86	0.39	45%

Dai risultati in tabella appare una sostanziale stabilità dei risultati al variare dei pesi attribuiti alle diverse scelte. Questo fatto, per quanto l'esempio possa essere considerato rappresentativo, è importante perché i pesi sono probabilità soggettive che non è sempre facile attribuire.

Anche se non può essere mostrato sulla base dei risultati presentati, è peraltro evidente come, ai fini del risultato, sia molto più rilevante *quali e quante* siano le incertezze epistemiche incluse nell'albero, e le alternative considerate per descrivere ogni incertezza (nel caso considerato, ad esempio, la scelta dei modelli di taglio).

4. CONCLUSIONI

Il trattamento dell'incertezza epistemiche è tra gli elementi più importanti che intervengono nella valutazione delle strutture esistenti. L'attuale proposta normativa risolve tale problema con l'introduzione di una serie discreta di stati di conoscenza (livelli), cui vengono associati valori di un fattore, detto fattore di confidenza, crescente in verso opposto alla conoscenza dell'organismo da analizzare.

Il limite di tale approccio è che mentre una parte delle incertezze di natura epistemiche è riducibile attraverso un incremento delle attività conoscitive, è peraltro vero che nella realtà delle applicazioni tali attività trovano spesso il loro limite per l'inaccessibilità degli ambienti, e più in generale per le esigenze d'uso e integrità dell'edificio. Inoltre, rimane una parte importante dell'incertezza epistemiche che non è legata all'edificio in esame, ma ai modelli di risposta e di capacità, i quali possono avere un'influenza molto significativa sull'esito della verifica. Questo secondo tipo di incertezze epistemiche è da considerare irriducibile per l'analista.

I due tipi di incertezza epistemiche, infine, sono diversi anche nella loro natura, essendo il primo passibile di una rappresentazione mediante variabili aleatorie (descrittive, ad esempio, della resistenza dei materiali, della percentuale di armatura, etc) e quindi copribili mediante fattori parziali (di confidenza), mentre il secondo richiede scelte soggettive tra alternative discrete sulla base dell'esperienza pregressa dell'analista.

Come ricordato in premessa, esiste un ulteriore aspetto dell'attuale impostazione normativa che influisce sui margini di discrezionalità e quindi sui risultati della verifica. Tale aspetto è la corrispondenza non univoca tra la definizione verbale degli stati limite, globale, e i criteri quantitativi forniti per la verifica, di natura locale. Nelle analisi presentate questo aspetto non è stato evidenziato: è stato infatti sistematicamente adottato un criterio di verifica "aggregato", considerato più rispondente alla definizione verbale di danno diffuso. Questo aspetto avrebbe potuto essere facilmente incluso come ulteriore scelta tra due alternative nell'albero, ad esempio uno

dei possibili “criteri globali” contro la semplice “serie” delle verifiche locali.

Nel lavoro viene proposto di sostituire l’attuale impostazione normativa, che si basa su una *singola* analisi limitando l’effetto dell’incertezza epistemica all’uso di proprietà “ridotte” dei materiali, con una procedura alternativa che fa riferimento alla ben nota tecnica dell’albero logico, che consente una valutazione statistica dell’effetto sull’esito della verifica delle incertezze epistemiche dominanti.

Questo risultato consente una valutazione più consapevole (la valutazione media è accompagnata dalla dispersione) e articolata (i singoli risultati contengono un elevato livello di informazione). L’onere associato alla procedura è ovviamente superiore rispetto a quello corrispondente all’impostazione attuale, ma è da ritenere assolutamente giustificato in vista della rilevanza economica delle decisioni che dipendono dalla valutazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN (2005) “European Standard EN 1998-3: 2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings,” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [2] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE (2008) “D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008”.
- [3] FRANCHIN, P., PINTO, P.E., RAJEEV, P. – (2010), *Confidence Factor?*, *Jnl Earthquake Engng*, Taylor & Francis, 14(7): 989-1007.
- [4] RAJEEV, P. (2008) – Role of Confidence Factor in Seismic Assessment of Structures. *PhD Thesis*, ROSE School, Pavia, Italy
- [5] BISKINIS, D., ROUPAKIAS, G.K., FARDIS, M.N. (2004) Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements, *ACI Structural Jnl*, 101(6): 773-783.
- [6] KOWALSKI, M.J., PRIESTLEY, M.J.N. (2000) Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions, *ACI Structural Jnl*, 97(3): 388-396.
- [7] JALAYER, F., FRANCHIN, P., PINTO, P.E. (2007) – A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC structures. *Earthquake Engng & Struct. Dyn.*, Wiley, 36(13): 2059–2079.
- [8] JALAYER, F., FRANCHIN, P., PINTO, P.E. (2007) – Rappresentazione dello stato di un sistema strutturale nella valutazione probabilistica della sicurezza sismica: proposta di una variabile scalare. *Giornate AICAP 2007*, Salerno, Italia.
- [9] NUREG/CR-2300, 1981. PRA Procedure Guide. US Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
- [10] Gruppo di lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65pp+5appendici.

ANALISI STRUTTURALE DEI VIADOTTI “NAVILE” E “SA PRUNA” SULLA S.S.389

Gian Paolo Gamberini¹, Gian Felice Giaccu², Davide Solinas³

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

2 Dipartimenti di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

3 Laureando in Ingegneria Civile, indirizzo Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

Non è del tutto infrequente che opere di calcestruzzo strutturale, specie se di rilevante impegno statico e di notevoli dimensioni, manifestino, nel corso della loro vita utile, evidenti stati deformativi. Nel Presente lavoro è stato analizzato il caso di due viadotti, realizzati in Sardegna negli anni 1990-1994, nelle vicinanze dell'abitato di Mamoiada, lungo il nuovo tracciato della S.S. 389 Nuoro-Lanusei. Entrambe le opere hanno evidenziato, già poco tempo dopo l'entrata in servizio, forti deformazioni in corrispondenza delle discontinuità longitudinali d'impalcato. È stata trattata l'analisi strutturale, previa predisposizione del modello dei viadotti per il calcolo con l'elaboratore, ponendo a confronto diverse formulazioni quantitative dei fenomeni differiti.

SUMMARY

It is not entirely uncommon for works of structural concrete, especially a significant commitment static and large, occur in the course of their service life, high levels of strain. It was analyzed the case of two viaducts, made in Sardinia in the years 1990-1994, near the village of Mamoiada, along the new route of the S.S. 389 Nuoro-Lanusei. Both works have shown, already a short time after the entry into service, large deformations at the discontinuities of longitudinal deck. In the present paper has been treated structural analysis, after preparation of the model of viaducts, for the computational calculation, comparing different quantitative formulations of time-dependent phenomena.

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Opere strutturali di notevole impegno statico come ponti e viadotti possono manifestare, nel corso della loro vita utile, problematiche connesse ad una eccessiva deformabilità, apparentemente non prevedibili in fase progettuale. Nell'ambito di tali opere, le infrastrutture stradali, quali ponti e viadotti, risultano particolarmente sensibili da tale punto di vista: infatti, oltre ad essere in assoluto quelle maggiormente soggette a tali problematiche deformative, per la loro particolare funzione possono avere ripercussioni, anche piuttosto serie, sui livelli di sicurezza per i veicoli che vi transitano.

Quanto detto si può sicuramente riferire a due viadotti di grande luce situati lungo lo sviluppo della Strada a Scorrimento Veloce “Nuova S.S. 389 Nuoro – Mamoiada – Lanusei”, arteria di collegamento fra il capoluogo Barbaricico ed i due principali centri della costa Tirrenica centro-meridionale della Sardegna, Lanusei e Tortoli.

Le problematiche manifestate da entrambi i viadotti in esame (in sé tale elemento di analogia costituisce una singolare caratteristica, ed induce non poche perplessità) sono visibili

molto chiaramente ad occhio nudo e “sperimentabili” facilmente al semplice transito. Esse consistono in abnormi deformazioni verticali in corrispondenza di entrambi gli sbalzi di passaggio viadotto – spalla. Data la presenza di una soletta intermedia, tali eccessive deformazioni verticali hanno prodotto, nelle suddette zone di passaggio, delle discontinuità di livellata molto marcate.

Gli spostamenti, pur se in misura meno elevata, sono altresì rilevabili in corrispondenza dei giunti longitudinali di dilatazione, siti a metà sviluppo dell'impalcato di entrambi i manufatti. Tali eccessive deformazioni costituiscono, senza dubbio, un potenziale pericolo per la circolazione, specie qualora si impegnino i tratti interessati (per entrambi i sensi di marcia) a velocità molto sostenuta, come peraltro si è avuto modo di accertare di persona, durante lo svolgimento di rilievi fotografici sul posto. Infatti, in uscita dal tratto di strada sul manufatto, la discontinuità di pendenza longitudinale crea un “effetto-rampa”, cioè genera una componente inerziale verticale che può, per alcuni istanti, ridurre il peso “effettivo” del veicolo, fattore che influenza in modo basilare l'intensità delle forze di aderenza. È chiaro che tale pericolo è maggiormente significativo per le autovetture e gli autocarri leggeri, ma non è del tutto trascurabile anche per i mezzi

pesanti, date le caratteristiche plano-altimetriche del tracciato, che consentono una velocità di percorrenza elevata.



Figura 1 – Viadotto "Navile": particolare spalla Sud

Le deformazioni evidenziate dai manufatti (figure 1 e 2), sono rilevanti non solo in termini assoluti, ma anche "storici". L'evoluzione degli spostamenti, infatti, indica un rateo d'incremento degli stessi ancora significativamente elevato, circostanza che contrasta con il corso "normale" della storia deformativa del calcestruzzo. È noto, infatti, che si ha un esaurimento dei fenomeni tempo-dipendenti del conglomerato entro un tempo di 3-5 anni dall'entrata in servizio della struttura. La presenza di marcate deformazioni è stata rilevata già nelle fasi di costruzione, durante le operazioni di finitura dell'estradosso e la realizzazione della piattaforma stradale e dei marciapiedi. Proprio per l'ampiezza degli spostamenti manifestati, le solette basculanti erano arrivate a toccare, con la superficie d'intradosso, le sottostanti piastre d'appoggio sulla sommità delle spalle. Si sono dunque resi necessari, nel 1997, a 2-3 anni dall'entrata in servizio dei viadotti, interventi di manutenzione straordinaria per il ripristino della livelletta.

Tali lavori hanno comportato, tra le altre operazioni, il ripianamento del dislivello in corrispondenza dei giunti di passaggio previa riempimento in conglomerato bituminoso. Anche sui marciapiedi sono stati realizzati piccoli getti integrativi di calcestruzzo, al fine di mantenere i requisiti di Normativa (in termini di altezza minima rispetto alla piattaforma). Poiché l'abbassamento degli estremi d'impalcato aumentava ulteriormente, gli interventi di livellamento con asfalto venivano periodicamente ripetuti. Tali interventi, se da un lato hanno ripristinato, in modo contingente, le condizioni di sicurezza per il transito veicolare, dall'altro hanno contribuito al peggioramento del quadro, alla luce della situazione. Basti osservare, infatti, che le operazioni di ripristino hanno, di fatto, realizzato un incremento dei carichi permanenti proprio nelle zone maggiormente deformate, dove tale incremento può determinare i maggiori effetti in termini di aumento delle deformazioni, istantanee ma soprattutto differite.

Le elevate deformazioni manifestate hanno forti conseguenze negative anche sul comportamento nei confronti dei carichi accidentali. Si può comprendere come la discontinuità di livelletta al passaggio impalcato-spalla

costituisca un notevole fattore d'incremento della rugosità del fondo stradale.



Figura 2 – Viadotto "Sa Pruna": particolare spalla Nord

Il transito di un carico mobile di notevole intensità (mezzo pesante) sul giunto di passaggio impalcato-soletta genera sicuramente, per le condizioni presenti, una situazione gravosa al punto di vista dinamico e del comportamento a fatica delle strutture.

1.2 Tipologia e dimensioni

I manufatti sono sostanzialmente gemelli, pur se di differente sviluppo lineare. Infatti:

- il viadotto "Navile", sito più a Nord, il primo che si incontra procedendo in direzione Nuoro-Mamoiada, ha una lunghezza complessiva di 560 m (non comprendendo le due solette basculanti spalla-impalcato, entrambe di luce 5 m);
- il viadotto "Sa Pruna", il secondo procedendo nella medesima direzione lungo la S.S. 389, presenta una lunghezza complessiva di 700 m, (anche qui non comprendendo le analoghe solette di passaggio, aventi le medesime caratteristiche dimensionali delle precedenti).

Entrambi i manufatti sono ponti a cassone, con schema statico a telaio, con pile ed impalcato realizzati in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.). La luce delle singole campate è uguale per entrambi i ponti, ed è pari a 70 m (misurata da asse pila ad asse pila). Il congiungimento alle spalle avviene mediante campate a sbalzo, di luce pari alla metà di quella delle campate interne, dunque 35 m. In conformità a quanto ora detto e alle citate lunghezze complessive dei manufatti:

- il viadotto "Navile" è costituito da 8 pile, con 7 campate da 70 m e due sbalzi d'estremità di luce 35 m;
- il viadotto "Sa Pruna" è costituito da 10 pile, con 9 campate da 70 m e due sbalzi d'estremità di luce 35 m.

1.3 Schema statico

Pur a fronte del suddetto differente sviluppo lineare, entrambi i manufatti sono caratterizzati da uno schema statico

pressoché analogo. Per quanto concerne la natura delle connessioni tra pile ed impalcato:

- tutte le pile “interne”, ovvero quelle non adiacenti le spalle, presentano un vincolo di continuità pila-impalcato, realizzato mediante cavi di precompressione post-tesi;
- per le pile adiacenti le spalle, si ha invece un vincolo a cerniera tra gli stessi elementi verticali di supporto e l’impalcato, realizzato mediante opportuni apparecchi d’appoggio; a tale vincolo, in fase di realizzazione della stampella, sono stati affiancati dei cavi di precompressione provvisori, combinati con martinetti idraulici, al fine di garantire ovviamente la stabilità dell’impalcato durante le fasi della sua costruzione. Tali cavi sono stati tranciati, e i martinetti rimossi, una volta completata la stampella e realizzata la sutura con quella successiva (è possibile tutt’oggi vedere a occhio nudo, all’intradosso dell’impalcato in corrispondenza delle pile più vicine alle spalle, i fori di passaggio di tali cavi provvisori e/o tronconi di tali cavi).

Riguardo alla continuità longitudinale dell’impalcato:

- il passaggio impalcato-spalla avviene mediante interposizione di una soletta basculante, prefabbricata, di larghezza pari a quella della soletta superiore della sezione corrente dei viadotti. Un estremo di tale soletta è vincolato a cerniera all’estremità dello sbalzo

d’impalcato, in corrispondenza dei due setti verticali opportunamente conformati a seggiola; l’altra estremità della soletta è vincolata a semplice appoggio in corrispondenza del solettone di invito, munito di paraghiaia, realizzato alla sommità della spalla. per la costruzione di quest’ultima si è impiegata la tecnologia, relativamente recente, della “Terra Armata”;

- l’impalcato presenta una discontinuità in corrispondenza della campata centrale. È stato infatti realizzato un collegamento a carrello delle due stampelle intermedie, in entrambi i viadotti. Il collegamento è stato realizzato, in particolare, attraverso apparecchi a carrello, atti a garantire la libertà di mutuo scorrimento assiale fra le parti vincolate, incorporati nelle anime della sezione (a metà altezza) nonché in controsoletta (in asse alla stessa).

Da quanto rilevato finora in merito ai vincoli, si può affermare che ciascun viadotto si presenta come una coppia di telai collegati mutuamente attraverso un vincolo semplice.

1.4 Procedimento costruttivo

La costruzione dei viadotti è avvenuta secondo il procedimento di esecuzione per singole “stampelle” ad avanzamento bilanciato, con l’impalcato di ogni stampella realizzato mediante conci prefabbricati a piè d’opera. La solidarizzazione di tali elementi è avvenuta mediante la tecnica della precompressione a cavi post-tesi (interni). Il procedimento costruttivo si è basato sull’impiego di un apposito carro-varo (o launching gantry), avente luce complessiva approssimativamente di 85-90 m, e di peso (presumibile) intorno alle 160-170 t.

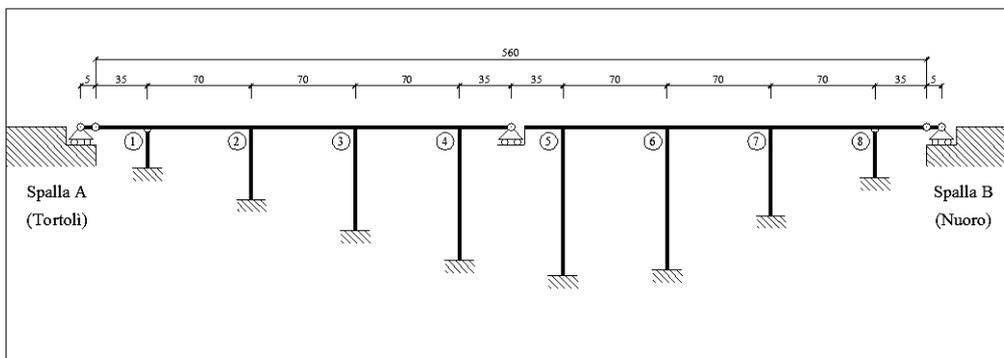


Figura 3 – Viadotto “Navile”: schema statico.

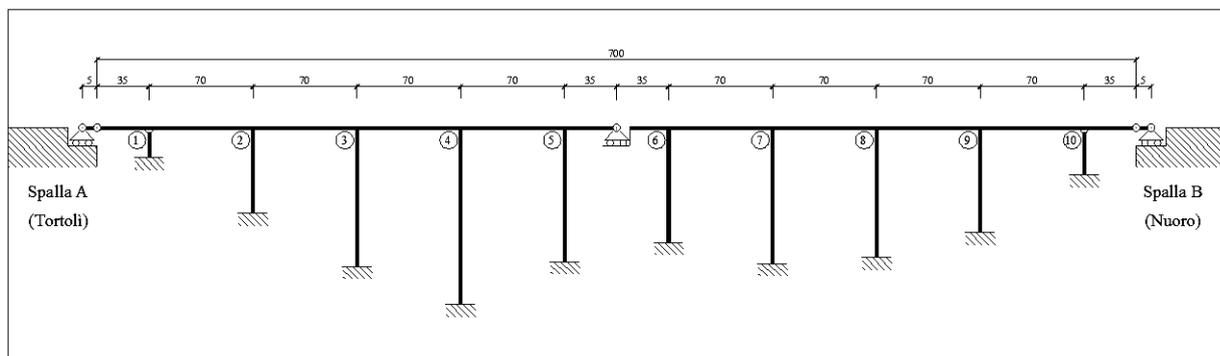


Figura 4 – Viadotto “Sa Pruna”: schema statico.

Tale attrezzatura specializzata garantiva, ad un tempo, la movimentazione dei conci, il loro esatto posizionamento all'atto della posa in opera, nonché il lavoro in sicurezza delle maestranze, attraverso il sostegno delle necessarie opere provvisorie.

L'individuazione accurata del procedimento costruttivo riveste una fondamentale importanza ai fini della formulazione del modello di calcolo. La modalità esecutiva in oggetto comporta, infatti, una continua evoluzione dello schema statico durante la costruzione, ed una conseguente continua redistribuzione delle sollecitazioni tra le membrature, in virtù della configurazione iperstatica delle stesse. Ipotizzare una successione delle fasi di varo sufficientemente conforme a quanto realmente avvenuto è basilare affinché il modello di calcolo delle strutture, costruito a partire da tale successione, possa interpretare con buona approssimazione, rispetto alla situazione reale, l'evoluzione di sollecitazioni e spostamenti delle strutture stesse.

1.5 Materiali

Per la realizzazione dei viadotti "Navile" e "Sa Pruna", oggetto del presente studio, sono stati impiegati i materiali illustrati nel seguito. Si fa presente che tutti i valori limite delle tensioni sono espressi in N/mm², mentre il diametro dei trefoli è indicato in mm.

Tabella 1 – Caratteristiche meccaniche calcestruzzi

Elemento/parte strutturale	Classe di resistenza	Resistenza cilindrica f_{ck}	Resistenza cubica R_{ck}
Plinti fondazione	C28/35	28	35
Pile	C35/45	35	45
Impalcato (conci)	C40/50	40	50
Solette base. (conci)	C40/50	40	50

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche acciaio per armatura lenta

Elemento/parte strutturale	Denominaz. precedente	Denominaz. attuale	Tensione di snerv. f_{yk}	Tensione di rott. f_{tk}
Tutti	Fe B 44 k	B450C	450	540

Tabella 3 – Caratteristiche meccaniche acciaio di precompressione

Elemento/parte strutturale	Tipo	Num. trefoli	Ø trefolo	Tensione di snerv. f_{plk}	Tensione di rott. f_{ptk}
Sommità pile estreme	6PTA18	6	18	1570	1770
Incastri pile-impalcato	6PTA18	6	18	1570	1770
Impalcato	6PTA18 7PTA18	6 7	18 18	1570 1570	1770 1770

2 FENOMENI DIFFERITI NEL C.A.P.

2.1 Premessa

Ai fini di una corretta considerazione del problema, un ruolo fondamentale nello sviluppo del quadro deformativo è svolto dai fenomeni lenti che contraddistinguono il calcestruzzo armato precompresso: la viscosità ed il ritiro, dovuti al conglomerato cementizio, ed il rilassamento, originato dalle armature di precompressione, specie nel caso

della tecnologia a cavi post-tesi, impiegata nei viadotti in esame, come già visto.

2.2 Rilassamento (relaxation)

Com'è noto, il fenomeno del rilassamento (relaxation, in inglese) consiste nella tendenza dell'acciaio da costruzione a subire, nel tempo, una riduzione della tensione iniziale, in condizioni di deformazione costante e deformabilità impedita. Il fenomeno ha la sua genesi in una serie di modificazioni a livello microcristallino (migrazione delle dislocazioni) correlate alle lavorazioni subite dal materiale in fase di produzione (incrudimento, in primo luogo).

L'entità di tale riduzione è influenzata fondamentalmente da due fattori, il livello di sforzo iniziale e la temperatura, secondo una dipendenza di proporzionalità diretta, in entrambi i casi. Al crescere della tensione iniziale e della temperatura, dunque, la variazione di sforzo, a parità di tempo di riferimento, diventa via via più marcata.

Il parametro caratterizzante del rilassamento, determinato sulla base di prove sperimentali o stimato secondo le indicazioni della Normativa vigente, è la caduta percentuale (riferita alla tensione iniziale di prova) misurata ad un tempo convenzionale, di norma 1000 h, dalla messa in carico. Tale caduta è indicata usualmente con ρ_{1000} ed espressa appunto in %.

2.3 Ritiro (shrinkage)

Sono due, come detto, i fenomeni tempo-dipendenti afferenti alle proprietà reologiche del calcestruzzo, entrambi connessi alle caratteristiche del legante cementizio. Il primo di questi è il ritiro (shrinkage, in inglese). Esso dipende dall'evoluzione del processo di maturazione del conglomerato, processo che avviene inizialmente con sviluppo di calore, durante l'idratazione dei granuli di cemento (presa). A tale fase, che determina un aumento di volume della massa, fa seguito l'indurimento, con la progressiva perdita dell'acqua d'impasto e la conseguente tendenza del getto a contrarsi. Tale tendenza si manifesta se la stagionatura del calcestruzzo si svolge in aria, in condizione non satura di vapor acqueo. Qualora la maturazione avvenga in condizioni di aria satura o in immersione, il ritiro si manifesta attraverso una dilatazione del conglomerato, ("ritiro negativo") per effetto dell'assorbimento di molecole d'acqua. In condizioni ordinarie di maturazione in aria, se la configurazione dell'elemento ed il regime vincolare consentono la contrazione, essa può manifestarsi senza conseguenze dannose. In caso contrario, insorgono sensibili auto-tensioni di trazione che, se non adeguatamente previste e contrastate (es. da idonee armature), possono provocare una fessurazione diffusa dell'elemento resistente, pregiudicandone le proprietà statiche e/o funzionali.

Il fenomeno assume rilevanza per elementi strutturali di notevoli dimensioni, e non risulta influenzato, se non in minima parte, dallo sforzo agente nel calcestruzzo (a condizione che esso non abbia valori elevati). Essendo però legato alla maturazione del calcestruzzo, il ritiro dipende dai fattori che la regolano. Tali fattori sono sostanzialmente di due tipologie:

- Fattori legati alle caratteristiche del conglomerato: tra questi il dosaggio di legante ed il contenuto d'acqua, attraverso il rapporto acqua / cemento. La dipendenza dell'entità dell'accorciamento (o contrazione) da

entrambi i parametri è di tipo diretto: per valori via via più elevati di questi fattori, il ritiro subisce un incremento, a parità di altri elementi;

- Fattori legati alle condizioni ambientali: tra questi sicuramente la temperatura, ma principalmente il grado di umidità, e vi si può comprendere anche la forma dell'elemento. Le condizioni che favoriscono la diminuzione del contenuto d'acqua in seno al getto tendono chiaramente a favorire il fenomeno.

2.4 Viscosità (creep o fluage)

Sicuramente, il fenomeno tempo-dipendente di maggior rilevanza e complessità che caratterizza il calcestruzzo strutturale è rappresentato dalla viscosità (creep, in inglese, fluage in francese). Ne è prova più che evidente la mole di letteratura, studi sperimentali, modelli di calcolo, ipotesi, indagini aventi per oggetto questa proprietà, dovuta, come già detto in precedenza, alle caratteristiche intrinseche del legante cementizio, in analogia con il ritiro. Essa è spesso alla base di criticità di tipo principalmente funzionale, che non coinvolgono, nella grande maggioranza dei casi, la resistenza ultima del materiale e, conseguentemente, la sicurezza della struttura. Quanto detto è vero a meno del verificarsi di particolari condizioni relative ai fattori che influiscono sul fenomeno.

Gli effetti viscosi, nel conglomerato cementizio, si manifestano, in condizioni di compressione permanente del materiale, secondo due modalità differenti, l'una duale dell'altra:

- se il calcestruzzo è libero di deformarsi, esso subisce un accorciamento, la cui entità è funzione di una serie di variabili, tra le quali il livello tensionale, indotto nell'elemento strutturale dai carichi agenti, è una delle principali;
- se il calcestruzzo è soggetto ad una contrazione impedita, il fenomeno si esplica attraverso la riduzione dello sforzo iniziale determinato dalle azioni sollecitanti, ossia previa un rilassamento, in modo del tutto analogo a quanto già evidenziato in precedenza per l'acciaio dei cavi di precompressione, pur a fronte della differente origine fisica della diminuzione di sforzo, per i due materiali.

Focalizzando maggiormente l'attenzione sul caso di deformazione libera, i fattori che maggiormente influenzano il fenomeno viscoso nel calcestruzzo sono i medesimi già visti nel caso del ritiro. Ciò in quanto la genesi del fluage risiede nei processi di idratazione del cemento e dipende dalle condizioni ambientali in cui avviene la maturazione e lo sviluppo delle resistenze. Dunque, ricordando quanto già detto in precedenza, si possono considerare:

- fattori legati alle caratteristiche del conglomerato: il dosaggio di legante ed il contenuto d'acqua, attraverso il rapporto acqua / cemento;
- fattori legati alle condizioni ambientali: la temperatura, il grado di umidità, la forma dell'elemento.

Il modo in cui i citati fattori influiscono sul fluage nel calcestruzzo ricalcano quanto già visto per il ritiro. Come già accennato, per il fenomeno viscoso, in aggiunta a tali

parametri, se ne deve considerare un altro, che gioca un ruolo fondamentale: il livello tensionale. Il valore dello sforzo, infatti, influenza in modo determinante l'entità della deformazione per fluage. Se tale valore è molto elevato, superiore a determinati limiti, il decorso del fenomeno non perviene ad una stabilizzazione nei tempi precedentemente indicati, bensì diverge, comportando un aumento inarrestabile delle deformazioni, con tutti i rischi del caso per la sicurezza dell'elemento strutturale. Tuttavia, anche a fronte di sforzi sufficientemente contenuti, le deformazioni lente che si manifestano a fenomeni esauriti sono superiori a quelle elastiche iniziali, e possono esserlo anche in misura molto elevata. Ne consegue quindi la rilevanza di tale effetto, e l'assoluta esigenza di considerarlo, se si desidera condurre un'analisi sufficientemente attendibile del comportamento della struttura, in termini sia di stato tensionale che deformativo.

2.5 Modelli reologici considerati

Sono stati applicati, al caso pratico delle strutture in esame, due tra i codici-modello ritenuti maggiormente rappresentativi, nel panorama tecnico attuale. Il primo riflette un approccio più tradizionale, ed ha una notevole diffusione in Europa, rappresentando probabilmente lo standard, in tale ambito. Il secondo è una delle formulazioni costitutive più recenti, e risulta caratterizzato da una modalità operativa significativamente differente. Con tale codice, viene perseguita una maggior precisione, anche a prezzo di una complessità più spinta, attraverso la considerazione di molti dei parametri che effettivamente influenzano il materiale, durante la sua vita utile.

La modellazione delle equazioni costitutive risultante da entrambi i codici, è stata inserita al calcolatore, in sede di impostazione dell'analisi strutturale, sulla base dei parametri e delle grandezze relative alle specifiche strutture. I codici-modello impiegati sono i seguenti:

- CEB-FIP Model Code 90
- RILEM Model B3

3 ANALISI STRUTTURALE DEI VIADOTTI

3.1 Software impiegato

La categoria specifica di strutture dell'ingegneria civile rappresentata dalle opere di attraversamento (dal ponte propriamente detto, al viadotto, sia esso stradale o ferroviario, al sovrappasso di un'intersezione a livelli sfalsati, alla passerella pedonale), se da un lato presenta un'importanza notevole, anche in presenza di piccole luci, dall'altro richiede, generalmente, un'attenzione nell'analisi ed una mole di elaborazioni superiore, rispetto ad altre strutture che possono considerarsi "ordinarie" (es. edifici multipiano con schema a telaio). Quanto detto si giustifica anche solo limitandosi a considerare la natura delle principali azioni che cimentano tale tipologia di strutture: si tratta cioè di carichi dinamici, con tutte le conseguenze del caso, in termini di amplificazione delle sollecitazioni, già elevate per l'entità "statica" dei carichi stessi.

Le più importanti software houses hanno sviluppato codici di Calcolo agli Elementi Finiti specifici, con metodologie, caratteristiche e strumenti, appositamente implementati per

ottimizzare l'analisi strutturale di un'opera di attraversamento. Tale specificità, se non riduce l'intrinseca complessità dello studio generale del problema e delle elaborazioni necessarie, senza dubbio semplifica e rende più organico e razionale l'inserimento dei parametri e dei valori di base, offrendo anche una buona possibilità di scelta tra diversi criteri d'inserimento, per i dati di maggiore importanza. Come noto, infatti, nella modellazione F.E.M., la fase preparatoria (Pre-Processing), preliminare all'analisi vera e propria, assume un'importanza fondamentale e richiede grande attenzione.

Per condurre le analisi strutturali dei viadotti, si è impiegato un codice di calcolo specificamente sviluppato per le opere di attraversamento, tra i più diffusi e completi a livello internazionale. Si tratta del programma MIDASTM Civil 2006 Version 7.4.0, Release No. 1, sviluppato dalla software company MIDASTM Information Technology Co., Ltd., con sede centrale a Seoul, capitale della Repubblica di Korea (Korea del Sud).

3.2 Aspetti principali della modellazione

Si è accennato alla caratteristica del software di prevedere, nella sua compilazione ed organizzazione, numerosi strumenti specifici per le opere di attraversamento. Tali strumenti sono stati impiegati in modo significativo, al fine di tenere conto della variazione delle sezioni lungo lo sviluppo lineare degli impalcati e delle pile, delle particolarità dello schema statico, della procedura di realizzazione. Si è cercato, in altri termini, di rappresentare sia la conformazione strutturale sia lo sviluppo delle fasi costruttive per entrambi i viadotti nel modo più vicino possibile alle condizioni reali o realmente verificatesi. Si ipotizza che queste ultime possano aver avuto una parte importante, nel determinare le problematiche deformative manifestate.

Per tutte le membrature costitutive dei viadotti (impalcato e pile), si è adottata una modellazione ad elementi monodimensionali tipo "beam". Si deve tuttavia precisare che gli elementi lineari implementati nel codice di calcolo adottato, sono ottimizzati al fine di tenere conto, in particolare, delle peculiarità della modalità costruttiva "segmental", cioè per conci, siano essi prefabbricati o gettati in opera.

La trattazione considerata per gli elementi "beam" nel software MIDASTM Civil 2006, come riportato nel manuale

"Analysis Reference" (incluso nella documentazione del programma), è quella della "trave alla Timoshenko", in cui si tiene conto, nella definizione dello stato di sforzo, del contributo della deformazione unitaria per taglio. Tale teoria, per l'appunto, approssima ottimamente il comportamento generale degli elementi "tozzi", caratterizzati da dimensioni della sezione paragonabili alla lunghezza dell'elemento. Sono state utilizzate entrambe le tipologie di elementi "beam" previste nel software:

- elementi prismatici, per i quali è sufficiente associare una singola sezione trasversale, a partire da un database specifico, opportunamente predisposto;
- elementi non prismatici, per i quali è necessario specificare le caratteristiche di due sezioni, una per entrambi i nodi d'estremità; in tale caso, deve essere ulteriormente assegnata la modalità di variazione del momento d'inerzia.

Un aspetto di notevole rilevanza relativo alle sezioni, che ha influenzato, ed anzi determinato in partenza, la conformazione di base della modellazione, è rappresentato dalla tenuta in conto o meno, in fase di inserimento dei dati, dello sviluppo plano-altimetrico dell'asse stradale dei viadotti, poiché in corrispondenza delle opere d'arte il tracciato presenta un andamento curvilineo, sia pure solo parzialmente. Tale aspetto avrebbe comportato una notevole complicazione in fase di assegnazione dei parametri di base (es. la modifica progressiva delle coordinate verticali dei punti di tracciamento dei cavi di precompressione) ed un sensibile incremento delle dimensioni del database delle sezioni, dunque dell'intero file di modello, a fronte della tenuta in conto di modeste variazioni di caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni. Per tali motivi, nel predisporre la modellazione strutturale di entrambi i viadotti, sono state fatte le seguenti assunzioni:

- asse longitudinale rettilineo delle strutture;
- forma del contorno esterno della sezione d'impalcato costante, con la tenuta in conto delle sole variazioni di spessore interno, nei tratti a sezione variabile.



Figura 5 – Viadotto "Navile": modello di calcolo F.E.M.

Come risulta dalla Figura 5, non sono state prese in considerazione nel modello, come elementi strutturali a se stanti, le solette di passaggio in corrispondenza delle spalle, rappresentate in termini di carichi nodali agenti sui nodi terminali degli sbalzi d'estremità degli impalcati.

È stata assegnata una configurazione statica che prevede vincoli di incastro cedevole (solo in direzione verticale) alla base di ciascuna pila, in corrispondenza dello spiccatto della stessa dal plinto di fondazione. Il comportamento nei confronti dei cedimenti verticali è stato modellato con riferimento alla teoria di suolo elastico ideale (alla Winckler), sulla base dell'effettiva area di base dei plinti e considerando un valore del modulo di sottofondo relativo a sabbia addensata.

Sono stati inseriti i vari carichi, permanenti (peso proprio, pesi sovrastruttura) ed accidentali (carro di varo, precompressione provvisoria, vento, carichi mobili di servizio) che hanno sollecitato le strutture durante la loro vita di servizio, in particolare durante le fasi costruttive, tenendo conto dei tempi e della durata di applicazione. In merito, il software ha permesso di tener conto in modo sufficientemente preciso dell'evoluzione delle fasi di realizzazione, grazie alle possibilità degli strumenti che esso prevede. Notevole impegno hanno richiesto la assegnazione, per ciascun ente sollecitante, del momento esatto di entrata in azione; l'abbinamento, ad ogni elemento, dei carichi permanenti portati (sovrastruttura stradale); e, in particolare, il tracciamento di tutti i cavi di precompressione (1300, nel solo caso del modello del viadotto "Navile") e la relativa assegnazione dei valori di tiro iniziale degli stessi.

Sono state inoltre inserite nel modello, in modo completo, le caratteristiche di resistenza meccanica dei materiali, non soltanto in termini di valori temporanei o convenzionali di riferimento, ma soprattutto in forma di andamento temporale dei parametri, specie per il calcestruzzo (resistenza caratteristica e modulo elastico), elemento di notevole importanza, alla luce delle problematiche manifestate. Nel caso del conglomerato, alle caratteristiche meccaniche è stata affiancata la definizione delle equazioni costitutive, secondo i modelli reologici precedentemente citati, anch'esse precisate nel loro sviluppo temporale, fattore che ha richiesto una elaborazione preliminare complessa.

3.3 Risultati

In seguito allo svolgimento delle necessarie elaborazioni

per la risoluzione del modello, è stata ottenuta una gran mole di risultati e valori, cui si è cercato di dare una organizzazione razionale, al fine di ottenere indicazioni sufficientemente chiare. Le grandezze ed entità ottenute, che presentano maggior interesse, sono sicuramente quelle caratterizzanti gli impalcati, in quanto sede principale degli aspetti critici evidenziati. L'organizzazione dei dati ottenuti ha seguito due direzioni principali:

- rappresentazione globale, in cui sono stati riportati i valori delle grandezze statiche e/o deformative lungo tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato, principalmente in istanti di tempo significativi, scelti opportunamente;
- rappresentazione locale, secondo la quale sono stati riportati i risultati relativi a determinate grandezze statiche e/o deformative in corrispondenza di punti notevoli delle strutture stesse, diagrammati in funzione del tempo al fine di estrapolare indicazioni di rilievo.

I principali diagrammi e grafici prodotti sono stati i seguenti:

- diagrammi, singoli e comparativi, della sollecitazione di azione normale sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, della sollecitazione di taglio sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, della sollecitazione di momento flettente sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti verticali sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti verticali sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti verticali alle seggiole degli sbalzi (estremi d'impalcato);
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti orizzontali alle seggiole degli sbalzi (estremi d'impalcato);
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti verticali al giunto assiale intermedio (metà lunghezza dell'impalcato);
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti orizzontali al giunto assiale intermedio (metà lunghezza dell'impalcato);

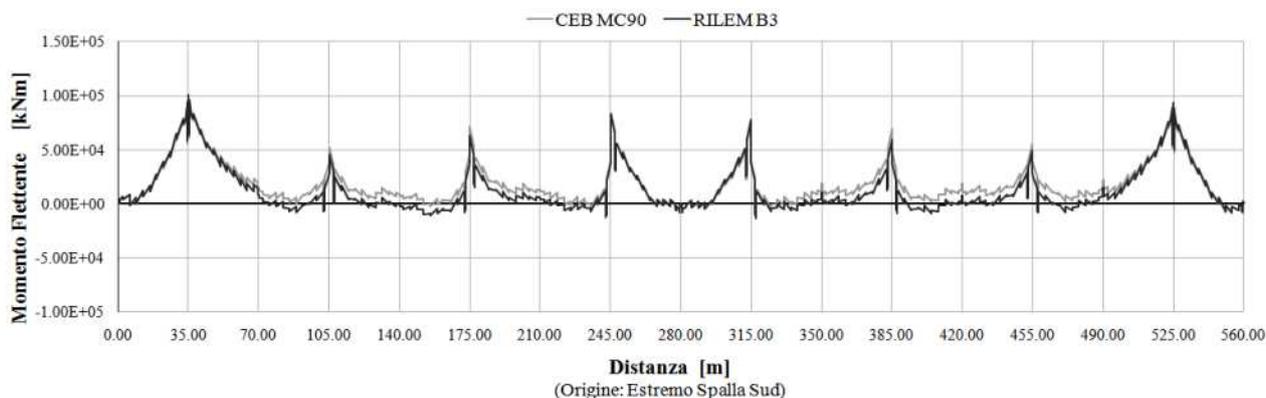


Figura 6 – Viadotto "Navile": diagramma momento flettente, situazione attuale, modello reologico CEB MC 90.

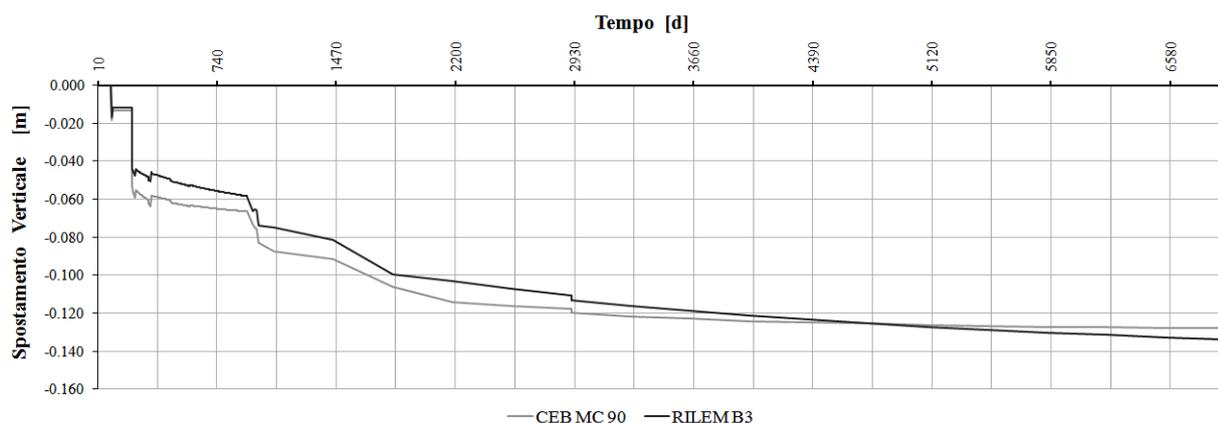


Figura 7 – Viadotto “Navile”: diagramma evoluzione spostamenti verticali, modello reologico CEB MC 90.

CONCLUSIONI

L’analisi e l’interpretazione dei risultati ottenuti e organizzati secondo le modalità sopra riportate, consente di pervenire ad alcune considerazioni di rilievo e di evidenziare aspetti interessanti, illustrati di seguito:

- il livello attuale delle sollecitazioni agenti in entrambi i viadotti, in particolar modo quella flettente, risulta elevato, specie nei punti delle strutture cui possono ricondursi le elevate deformazioni manifestate, i testapila delle stampelle delle pile estreme (zona di vincolo degli sbalzi d’estremità) e quelli delle stampelle delle pile adiacenti il giunto (zona di vincolo delle semi-campate congiunte dal vincolo semplice); l’andamento del diagramma del momento flettente sull’impalcato comprova dunque l’attuale situazione deformativa;
- la citata distribuzione della sollecitazione flettente lungo l’impalcato, anche se aggravata, sia pur in modo contenuto, dall’azione degli interventi di ripristino periodicamente effettuati durante la vita di servizio delle strutture (ripianamento del manto stradale con conglomerato bituminoso), viene di fatto favorita da una serie di fattori negativi, quali la notevole entità dei carichi permanenti, una precompressione forse insufficiente ad assorbire l’azione dei permanenti stessi, ed uno schema statico che, specie per la configurazione vincolare a cerniera in corrispondenza dei testapila delle pile estreme, non determina una rigidità omogenea dei collegamenti pile-impalcato, predisponendo di fatto una distribuzione longitudinale dei flettoni squilibrata.
- sugli elementi predisponenti, sopra citati, si innesta però quella che si ritiene la principale causa delle deformazioni, il fenomeno dello scorrimento viscoso, i cui effetti, come si sa, sono sempre molto difficili da valutare con precisione, data la complessità dei meccanismi e la molteplicità delle cause che lo determinano. Il codice-modello del CEB, pur indicando in qualche modo un’evoluzione significativa degli spostamenti verticali, prevede una stabilizzazione delle deformazioni, al tempo attuale, come nella normalità di evoluzione del fenomeno di creep. Al contrario, il Model B3 enunciato dal RILEM, nella sua applicazione, pur conducendo a valori delle deformazioni simili (di poco

superiori) rispetto al codice CEB, prevede una tendenza all’incremento delle stesse che viene suffragata dai riscontri nella realtà di fatto.

Di tali aspetti è necessario tenere conto, in sede di studio dei possibili interventi di recupero strutturale dei viadotti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PETRANGELI, M.P. – (1997), Progettazione e costruzione di ponti; con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, Masson, Milano.
- [2] LEONHARDT, F. – (1980), Il precompresso: calcolo, verifiche, tecnologie, C.a. & c.a.p. : *calcolo di progetto & tecniche costruttive*, Edizioni Tecniche, Milano.
- [3] LEONHARDT, F. – (1979), I ponti: dimensionamento, tipologia, costruzione, C.a. & c.a.p. : *calcolo di progetto & tecniche costruttive*, Edizioni tecniche, Milano.
- [4] MALM, R.; SUNDQUIST, H. – (2010), Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges, *Engineering Structures* 32, Elsevier, 1038-1045, Amsterdam.
- [5] COMITÈ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. – (1993), *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Services Ltd., London.
- [6] BAŽANT, Z. P., BAWEJA S. – (2000), Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3, *ACI SP-194, Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage—Structural Design Effects*, Am. Concrete Institute, 1–83, Farmington Hills, Michigan.
- [7] BAŽANT, Z. P., LI, G.-H., YU, Q., KLEIN, G., KŘÍSTEK, V. – (2008-2009), Explanation of excessive long-time deflections of collapsed record-span box girder bridge in Palau, *Structural Engineering Report No. 08-09/A222e*, McCormick School of Engineering and Applied Science, Northwestern University, Evanston, Illinois.
- [8] MIDAS™ IT Co., Ltd, *Analysis for Civil Structures (CIVIL 2006 analysis manual)*, MIDAS™ Co., Ltd, Seoul.
- [9] MIDAS™ IT Co., Ltd, *Getting Started (CIVIL 2006 user manual)*, MIDAS™ Co., Ltd, Seoul.

RECUPERO FUNZIONALE DEI VIADOTTI “NAVILE” E “SA PRUNA” SULLA S.S.389

Gian Paolo Gamberini¹, Gian Felice Giaccu², Davide Solinas³

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

2 Dipartimenti di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

3 Laureando in Ingegneria Civile, indirizzo Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

Con l'ausilio del modello di calcolo dei viadotti “Navile” e “Sa Pruna”, posti lungo il tracciato della nuova S.S. 389 Nuoro-Tortoli, modello sviluppato ai fini dell'analisi strutturale condotta in precedenza, sono state studiate le possibili soluzioni per il recupero funzionale delle opere, tutte basate sulla tecnica ormai consolidata della precompressione esterna, tipica per gli interventi di questo tipo. Tale tecnica è stata applicata sia in modo esclusivo, sia in combinazione ad interventi di modifica dello schema statico, quali l'introduzione di appoggi aggiuntivi previa realizzazione di pile ausiliarie.

SUMMARY

With the help of the model calculation of viaducts “Navile” and “Sa Pruna”, located along the route of the new SS 389 Nuoro-Tortoli, structural model developed for the analysis conducted above, it has studied the possible solutions for the functional recovery of the works, all based on well-established technique of external prestressing, which is typical for such interventions. This technique has been applied either exclusively or in combination with modification work on the static scheme, such as the introduction of additional support after construction of auxiliary piers.

1. INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Si è visto, nel lavoro svolto in merito all'analisi strutturale dei viadotti “Navile” e “Sa Pruna”, situati in prossimità dell'abitato di Mamoiada, lungo la S.S. 389, che le problematiche deformative manifestate dai manufatti in corrispondenza delle discontinuità longitudinali, ed in particolare agli estremi degli sbalzi di raccordo alla spalla, sono da attribuirsi principalmente al decorso delle deformazioni per creep (scorrimento viscoso), non ancora stabilizzato nonostante il tempo intercorso dall'entrata in servizio fino ad oggi, tempo ben superiore al valore usuale entro il quale interviene l'esaurimento del fenomeno (2-3 anni). Si è anche detto, a riguardo, di alcuni fattori predisponenti di tale amplificazione del fenomeno viscoso, in primis lo schema statico, col vincolo pila-impalcato a cerniera in testa alle pile estreme che, per assenza di ridistribuzione, ha innescato un forte squilibrio nella distribuzione longitudinale della sollecitazione flettente, diversamente dalle pile più interne. Fermo restando quanto detto, permane l'anormale evoluzione delle deformazioni viscosi, apparentemente non prevedibile in fase progettuale, nella sua ampiezza.

Una volta inquadrato in modo rigoroso il problema, con la predisposizione del modello di calcolo ed il suo impiego per lo

svolgimento delle analisi, sulla scorta dei dati ottenuti e degli elementi riscontrati si possono ipotizzare le possibili soluzioni di intervento e valutarne gli effetti, sfruttando ulteriormente le notevoli potenzialità del software di calcolo adottato.

Un primo passo fondamentale consiste nell'individuare le alternative tecniche concretamente realizzabili, in termini sia di praticabilità di messa in atto, sia di effettivo conseguimento dell'obiettivo, quello del recupero funzionale della struttura, senza trascurare l'aspetto economico dell'intervento. Tale ultimo aspetto deve essere valutato sia nell'immediato, al momento della realizzazione dell'intervento, sia nella prosecuzione della vita utile della struttura, specie in termini di ripetibilità o ritaratura dell'intervento, se del caso.

Nel panorama attuale delle tecniche di ripristino per manufatti di attraversamento, una metodologia relativamente recente, ma che ha avuto da subito una rapida diffusione, fino a diventare di fatto una tipologia standard per gli interventi di ripristino, è senza dubbio la precompressione esterna. Le potenzialità ed i notevoli aspetti positivi che la caratterizzano ha fatto sì che venisse adottata come tecnica di applicazione delle coazioni per strutture di nuova costruzione, in un buon numero di realizzazioni. La modalità di intervento ipotizzata per i viadotti “Navile” e “Sa Pruna” contempla, per l'appunto, l'impiego di tale tecnica di recupero, assumendo diverse possibili direttrici di azione.

2. LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA

2.1 Brevi cenni storici.

Si è detto che la tecnica di applicazione della presollecitazione a cavi esterni (non aderenti) è relativamente recente. A rigore, già fin dagli anni 1930-1940 si ebbero le primissime applicazioni di questa innovativa tecnica, nata principalmente dal brevetto DRP 727,429 dell'ingegnere tedesco F. Dischinger, che aveva compreso l'importanza e le potenziali conseguenze negative derivanti dallo sviluppo delle deformazioni a lungo termine, causate dal comportamento reologico del calcestruzzo. Tale preoccupazione emergeva anche dalla conoscenza degli studi ed esperimenti pionieristici condotti, tra il 1926 ed il 1929 dal francese, E. Freyssinet, altro precursore dell'impiego del conglomerato cementizio armato.

Tutte le prime applicazioni riguardarono strutture di nuova costruzione, concepite cioè sin dall'inizio con una azione di precompressione determinata, almeno in parte, da cavi esterni. Il primo impiego della tecnica allo scopo specifico di operare il rafforzamento di una struttura esistente risale al 1967, ed ha riguardato una struttura reticolare in acciaio, il ponte sul fiume Aare ad Aarwangen in Svizzera (Fig. 1). Questa circostanza esprime chiaramente, con la sua sola considerazione, la flessibilità d'impiego di tale metodologia, la cui adozione non è limitata dunque ai manufatti in c.a.p..

Negli anni successivi al 1975, lo sviluppo di tale tecnica ricevette nuovo slancio in seguito ad una pluralità di osservazioni ed esperienze realizzative sul campo. In particolare, si presentò la necessità di procedere al rafforzamento di diversi manufatti di attraversamento in Francia, costruiti solo pochi anni prima (al massimo, nel decennio precedente). Le cause principali della crisi di tali strutture erano da ricercarsi sia nell'insufficiente precompressione interna originariamente applicata, conseguente ad una stima non attendibile degli effetti tempo-dipendenti e termici, sia alla sottovalutazione delle perdite per attrito e rilassamento relative ai cavi. Gli elementi critici osservati furono contemporaneamente oggetto di studio ed intervento in altre opere che venivano costruite nel medesimo periodo.

Tra queste, si citano il ponte sulla Marne ed i viadotti Neuilly-Plisance, sulla linea Marne-la-Vallée del RER A (una delle direttrici della rete di collegamento su rotaia a servizio della regione di Parigi), il viadotto Fontenoy sulla Moselle, il viadotto d'Hayange che sovrappassa la cittadina omonima.



*Figura 1 – Ponte sul fiume Aare ad Aarwangen.
Sono visibili i cavi esterni posizionati durante l'intervento di recupero.*

Parallelamente all'approfondimento delle conoscenze sull'impiego della tecnica "classica" della precompressione a cavi interni post-tesi, le esperienze condotte su questi manufatti consentirono di acquisire una significativa esperienza sui vari aspetti e problematiche relativi all'innovativa applicazione della presollecitazione esterna, non ultimi gli aspetti specificamente tecnologici e pratici (per esempio, opportunità di prevedere guaine non iniettate e testate idonee per cavi non aderenti di integrazione, adeguato posizionamento delle selle di deviazione per evitare la vibrazione dei cavi). Si rilevò anche l'impossibilità di garantire la completa impermeabilità delle guaine nel caso dei manufatti costruiti per conci prefabbricati, per la natura stessa della modalità realizzativa. Alle esperienze citate, seguirono altri interventi di rafforzamento in varie parti d'Europa, realizzati secondo gli stessi principi.

Il nuovo impulso allo sviluppo della precompressione esterna che si è registrato a partire dal 1980, oltre alle conoscenze acquisite con le citate esperienze, è stato reso possibile anche grazie al notevole miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione, conseguito nel corso degli anni, sia in termini di resistenza a trazione, al limite di snervamento ed ultima, sia di riduzione delle cadute per rilassamento. Allo stesso modo, un contributo determinante a tale rinnovato impiego della tecnica a cavi non aderenti lo ha fornito il deciso sviluppo dei sistemi di protezione dalla corrosione, che costituisce, come è noto, una delle fenomeni più dannosi per l'acciaio armonico impiegato nella presollecitazione. Tale sviluppo è attribuibile, in particolare, a svariati studi specialistici condotti in Francia e negli U.S.A., a seguito dell'affinamento della progettazione e realizzazione di ponti strallati, nei quali la protezione dal classico fenomeno di deterioramento degli elementi metallici a matrice ferrosa assume una rilevanza capitale.

2.2 Tecnologia della precompressione esterna.

L'aspetto fondamentale della tecnica considerata, come già ampiamente rilevato in precedenza, è rappresentato dall'assenza di solidarietà strutturale tra il cavo di precompressione e il corpo dell'elemento di calcestruzzo per la quasi totalità del loro sviluppo lineare.

La sua realizzazione concreta, almeno concettualmente, è molto semplice. Infatti, non considerando per il momento i cavi, (che poco differiscono da quelli impiegati nella precompressione classica secondo il sistema della post-tensione), sostanzialmente sono due gli elementi fondamentali che attuano materialmente il trasferimento della coazione dal cavo alla membratura di conglomerato cementizio.

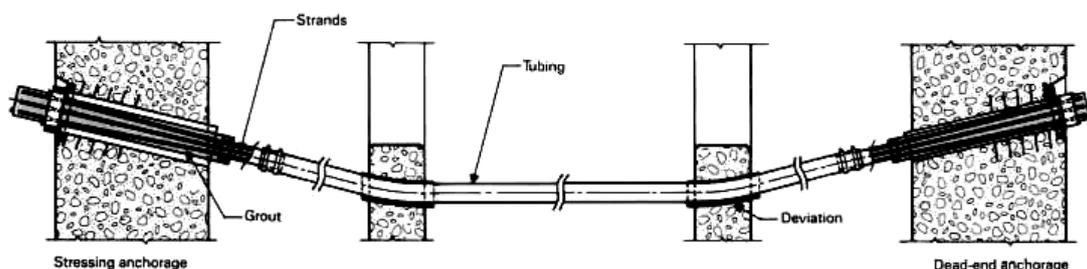


Figura 2 – Precompressione esterna: schema dei principali elementi costitutivi.

Essi sono indicati nella Figura 2 e sono rappresentati dai seguenti:

- le testate di ancoraggio dei cavi, zone in cui appunto essi vengono ammorati alla struttura, in modo da generare la sollecitazione prevista per il tratto considerato, che può anche non corrispondere all'intera luce dell'elemento soggetto a coazione;
- i cosiddetti deviatori, gli elementi che realizzano la variazione della direzione dei cavi, secondo l'andamento preventivamente studiato, che proprio per la loro funzione sono forse le zone più delicate del sistema, in quanto sede di stati tensionali estremamente elevati, per di più di tipo triassiale.

È immediato notare che i deviatori entrano in gioco solo nel caso in cui lo sviluppo lineare dei cavi di coazione non sia rettilineo, lungo l'estensione del tratto in cui se ne prevede l'impiego, peraltro circostanza poco frequente.

Se la testata dei cavi è localizzata all'estremità dell'elemento strutturale, essa è in calcestruzzo fortemente armato, al fine di poter assorbire gli elevati sforzi localizzati ivi presenti. Uno dei caratteri fondamentali delle zone d'ancoraggio consiste nella conformazione studiata per consentire la eventuale sostituzione e/o rimozione dei cavi, nel corso di interventi successivi, elemento questo che già in sé è uno dei principali vantaggi della metodologia.

Si comprende come il contatto per punti "discreti" tra gli elementi di acciaio armonico che generano la coazione e la membratura di calcestruzzo, imponga necessariamente di conferire un'adeguata ed elevata rigidità ad entrambe le

zone indicate, proprio per la capitale importanza sullo stato di sollecitazione globale della membratura. Secondo i casi pratici, sia il traverso di ancoraggio che gli elementi di deviazione possono essere realizzati integralmente in calcestruzzo o mediante blocchi speciali in acciaio da carpenteria, realizzati per saldatura, usualmente in officine specializzate nella lavorazione del suddetto materiale. Tale zona di appoggio può essere realizzata a sella, mediante elemento metallico non chiuso, o a tubo, entro il quale il cavo deve essere fatto passare, in fase di posa in opera. Si comprende come la seconda soluzione (simile a quella usualmente adottata nei ponti strallati, per gli stralli passanti entro le antenne degli stessi) sia maggiormente "sensibile", nei confronti della considerazione precedente sulle sovratensioni.

La scelta della tipologia e del materiale da adottare per i deviatori è subordinata, tra gli altri fattori, al tipo d'intervento da eseguire (nuova costruzione o rafforzamento) ed alla conformazione generale della sezione, in particolare al fatto che essa sia aperta o chiusa (a cassone).

Per le opere di nuova concezione, lo studio della precompressione esterna già in fase di progetto consente una definizione ottimale di tutti gli aspetti realizzativi. Le problematiche maggiori si presentano, come facilmente comprensibile, nel caso di recupero di un'opera esistente, per i vincoli operativi e funzionali che essa può porre, quali la realizzazione (talora molto complessa) della solidarizzazione degli apparecchi di ancoraggio e deviazione dei cavi esterni alla struttura, l'eventuale scarsità di spazio a disposizione per tali apparecchi o per il posizionamento in fase di tesatura, dei martinetti per il tiro.



Figura 3 – Vista di impalcato a cassone con precompressione mista (ordinaria ed esterna). Si notano i cavi non aderenti ed i setti di deviazione.

In generale, limitatamente agli interventi di ripristino, per opere con impalcato a graticcio di travi, questi problemi sono frequenti, e ad essi si aggiunge sovente l'effetto estetico non impeccabile, per quanto esso sia un elemento secondario.

Nel caso dei manufatti in c.a.p. ad impalcato scatolare, gli elementi d'irrigidimento delle zone di ancoraggio e deviazione, sono realizzati usualmente in calcestruzzo e posizionati all'interno del cassone. I deviatori, in tal caso, possono assumere una conformazione a sella, cioè localizzata in una ristretta porzione della sezione (di solito, agli angoli d'intersezione anime-controsoletta), oppure coinvolgere in tutto (diaframmi) o in parte (costole) la sezione trasversale stessa, modalità, queste ultime, preferibili perché meglio distribuiscono sulla struttura le coazioni impresse dai cavi. Per tutti i casi, resta ferma la necessità di prevedere un'adeguata armatura di ammassamento al getto preesistente e di frettaggio per l'assorbimento degli elevati livelli tensionali propri dei deviatori.

In merito ai cavi, pur essendo il materiale sostanzialmente lo stesso degli usuali cavi per precompressione impiegati nel sistema della post-tensione, vi sono alcune importanti differenze nella posa in opera, a loro volta distinguibili in base alla sostituibilità o meno degli elementi:

- se i cavi non sono sostituibili, una volta inseriti nelle guaine e soggetti al tiro richiesto, essi vengono solidarizzati previa iniezione di malta di cemento, analogamente alla tecnica ordinaria a cavi interni; tale sistema è caduto quasi completamente in disuso, a beneficio del successivo;
- se i cavi sono sostituibili, una volta inseriti nelle guaine e soggetti al tiro richiesto, essi vengono ancorati alle testate, e si procede ad iniezione, entro le guaine, di grassi di natura sintetica, con funzione protettiva. Si procede allo stesso modo entro i cappellotti delle zone di testata per garantire la completa protezione nei confronti della corrosione.

Un ulteriore recente sviluppo della tecnica ad elementi sostituibili è rappresentata dall'impiego dei cavi "unbonded", ovvero trefoli protetti da grasso o cera e singolarmente da una guaina di HDPE (polietilene ad alta densità). Per il loro impiego, si fa sempre uso di una guaina esterna (che può essere anch'essa in HDPE), con funzione di raggruppamento dei trefoli. Poiché per le operazioni di tesatura, com'è ovvio, la guaina di rivestimento dei trefoli deve essere rimossa, permane la necessità di prevedere, alle testate dei cavi, idonei cappellotti di chiusura, sigillati mediante iniezione di sostanze protettive.

2.3 Pregi della precompressione esterna.

Gli aspetti positivi dell'impiego della precompressione esterna, come tecnica nel suo complesso sono in parte rilevabili dagli aspetti tecnologici prima illustrati:

- possibilità di sostituzione dei cavi o di ripresa del tiro, durante la vita di servizio dell'opera;
- possibilità, in taluni casi, di poter effettuare l'intervento senza pregiudizio sull'agibilità del manufatto (es. assenza di necessità della chiusura al traffico)
- agevole accertamento del grado d'urgenza degli

interventi di manutenzione, in quanto con cavi sostituibili il loro cedimento è facilmente individuabile;

- assenza delle problematiche di collegamento delle guaine con manicotti stagni, nel caso di manufatti a conci prefabbricati.

3. IPOTESI DI INTERVENTO

3.1 Premessa

Come già accennato in sede d'introduzione, per lo specifico caso dei viadotti "Navile" e "Sa Pruna", si è ipotizzato l'impiego della tecnica a cavi esterni, seguendo però diverse direttrici (due, per la precisione) per la progettazione e l'analisi degli effetti dei potenziali interventi. Si è assunto, come fattore discriminante, l'eventualità di poter operare una parziale modifica dello schema statico. Tale possibilità è stata valutata in quanto può considerarsi tecnicamente realizzabile, ed anzi è stata concepita sulla base di quanto predisposto, sia pure a livello provvisorio, in fase di costruzione dei viadotti stessi. Infatti, per entrambi i manufatti, stante il collegamento a cerniera tra pila e impalcato per le stampelle iniziali, adiacenti la spalla Sud, sono state adottate le seguenti soluzioni per la stabilizzazione della prima stampella, durante la realizzazione della stessa e di quella immediatamente successiva:

- una apparecchiatura temporanea di contrasto, agente sul testapila e costituita dall'accoppiamento di martinetti idraulici e cavi provvisori ancorati nella zona sommitale della pila, principalmente al fine di stabilizzare l'impalcato durante la sua realizzazione per conci ad avanzamento bilanciato;
- una pila provvisoria, costruita sostanzialmente a filo della spalla Sud, di sezione fortemente allungata e destinata all'ancoraggio (previa cavi provvisori) dell'impalcato della prima stampella, non appena completato; tale scelta costruttiva aveva il chiaro scopo di contenere le sollecitazioni e le deformazioni della stessa stampella, nel corso della realizzazione di quella successiva, fase durante la quale la stampella già costruita doveva assorbire le rilevanti azioni generate dall'insistenza su di essa del carro di varo e dalle operazioni di posa dei singoli conci della porzione d'impalcato successiva, non considerando qui il peso del dovuto al trasporto del concio, mediante carrellone gommato, nel tratto dalla spalla fino all'apparecchiatura di varo; dopo aver assolto a tali funzioni, la pila è stata demolita.

In merito al secondo punto, sono a tutt'oggi ben visibili le macerie prodotte dalla demolizione di entrambi gli elementi d'appoggio provvisorio, come si può rilevare dalle Figure 4, 5. Per quanto detto sopra, sono state dunque analizzate e valutate le seguenti possibili alternative di intervento:

- Soluzione n. 1:
applicazione esclusiva della tecnica di precompressione esterna, a schema statico invariato;
- Soluzione n. 2:
applicazione combinata della tecnica di precompressione esterna, modifica dello schema statico previa realizzazione di pile di appoggio a filo spalle.



Figura 4 – Viadotto “Navile”: particolare base spalla Sud



Figura 5 – Viadotto “Sa Pruna”: particolare base spalla Sud

3.2 Prima soluzione

Come detto, si è ipotizzato di impiegare in modo esclusivo la precompressione esterna per il recupero funzionale (riduzione delle deformazioni) e statico (riequilibrio della distribuzione delle sollecitazioni, specie nell’impalcato. A tal fine è stato studiato un opportuno numero ed andamento dei cavi che potessero favorire lo scopo.

3.2.1 Andamento dei cavi

È stato ipotizzato un tracciato dei cavi esterni ottimizzato per il raggiungimento degli obiettivi indicati, tenendo conto dell’interazione tra pile ed impalcato ma, prevalentemente, dell’effetto di applicazioni di un sistema esterno di sollecitazioni taglianti e flettenti, auto-equilibrato, sugli spostamenti ai punti di discontinuità dell’impalcato (seggioline di spalla e giunti intermedi) e sui momenti flettenti ai nodi pila-impalcato adiacenti a tali punti (con riferimento alla numerazione vista in sede di analisi strutturale, i testapila delle stampelle estreme P1, P8 ed intermedie P4, P5 per il viadotto “Navile”, ed i testapila delle stampelle estreme P1, P10 ed intermedie P5, P6 per il viadotto “Sa Pruna”).

La configurazione adottata nel caso del viadotto “Navile” è illustrata nelle Figure 6-9. Si è fatto riferimento, ovviamente, al solo telaio Sud del viadotto, in quanto la configurazione viene assunta simmetrica, rispetto al giunto di dilatazione della campata centrale, per il telaio Nord. Per lo studio del tracciato

si è fatto riferimento alla teoria delle linee d’influenza, che permette di ottenere importanti indicazioni in merito. In particolare, per ognuno dei due telai, l’andamento dei cavi (con il conseguente posizionamento dei deviatori) è stato definito secondo le seguenti considerazioni:

- Alle testate di ancoraggio dei cavi all’estremità dello sbalzo è stata assegnata una posizione molto bassa, mentre al testapila della pila adiacente la spalla, i cavi sono stati portati nella posizione più elevata possibile; questo affinché lo stato di coazione possa generare una significativa componente verticale di forza generata, atta a riprendere, anche se probabilmente in modo parziale, l’eccessiva deformazione manifestata. Un discorso analogo è stato svolto anche per le testate di ancoraggio all’altra estremità del telaio, in corrispondenza del giunto assiale intermedio;
- Per le campate adiacenti alle porzioni d’impalcato prossime alle discontinuità (appunto gli sbalzi lato spalla e lato giunto), il cavo viene mantenuto in posizione relativa molto elevata nella sezione (in pratica a ridosso della soletta), al fine di coinvolgere tali campate sia nella ripresa delle deformazioni sia, soprattutto, nella riduzione delle elevate azioni flessionali ai testapila di ancoraggio dei suddetti sbalzi;

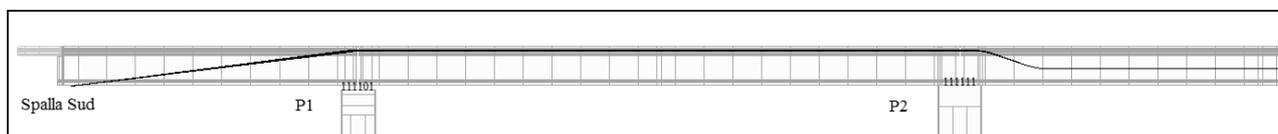


Figura 6 – Viadotto “Navile”, telaio Sud: tracciato cavi esterni soluzione n. 1 – primo tratto

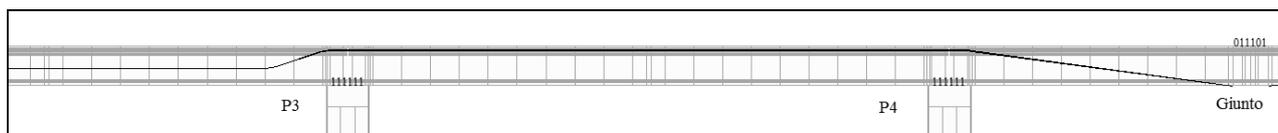


Figura 7 – Viadotto “Navile”, telaio Sud: tracciato cavi esterni soluzione n. 1 – secondo tratto

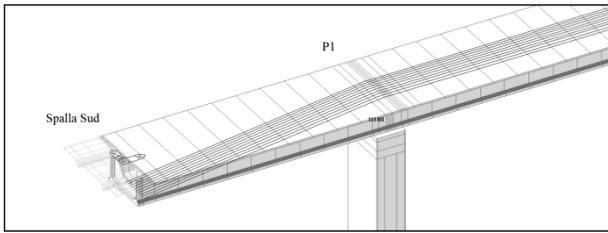


Figura 8 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni su campata a sbalzo.

- Nella campata centrale di ogni singolo telaio, i cavi vengono abbassati fino ad una posizione relativa, nella sezione, approssimativamente baricentrica, affinché non contrastino gli effetti derivanti dalle posizioni dei cavi assegnate per i tratti precedenti.

3.2.2 Caratteristiche dei cavi

I cavi assegnati (in numero e tipologia) per l'intervento ipotizzato in tale soluzione sono riassunti nel prospetto della seguente Tabella 1.

Tabella 1 – Cavi di precompressione esterna per soluzione n.1

Num. cavi	Tipo cavi	Num. trefoli	Ø trefolo	Tensione di snerv. f_{pk}	Tensione di rott. f_{ptk}
10	19 MTAIE 18	19	18	1570	1770

È stato assegnato per ciascun trefolo un valore della tensione di tiro iniziale pari all'80% di quella limite di rottura f_{ptk} , pari a 1488 N/mm².

3.3 Seconda soluzione.

Come detto, in alternativa alla soluzione integralmente basata sulla precompressione a cavi non aderenti, si è ipotizzato di intervenire sullo schema statico, previa ricostruzione delle pile provvisorie sulle spalle Sud dei viadotti e costruzione ex novo di altrettante pile immediatamente davanti alle spalle Nord. Ciò equivale appunto ad inserire due appoggi semplici alle estremità degli impalcati. Se si assume di realizzare tutte le pile secondo le caratteristiche sezionali di quelle provvisorie, gli elementi non avrebbero inerzia tale da garantire il vincolo alle rotazioni trasversali ed alle traslazioni longitudinali.

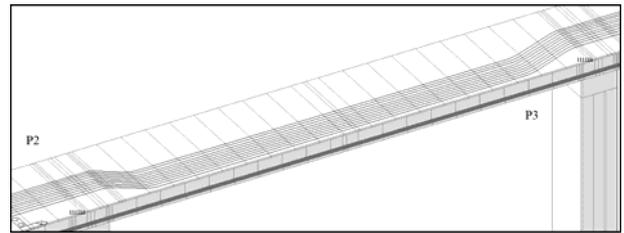


Figura 9 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni su campata intermedia.

Andamento dei cavi

Il tracciato dei cavi esterni, nella seconda soluzione, si presenta invariato in tutte le campate interne e nelle semicampate di giunto. Per esse sono dunque applicabili, in modo pressoché completo, le considerazioni ed assunzioni sviluppate per la prima soluzione. La modifica dell'andamento ha riguardato solo le campate estreme a sbalzo, al fine di tener conto della cambiamento della configurazione vincolare. L'introduzione di un appoggio semplice all'estremo di spalla, infatti, determina per queste campate la possibilità di essere cimentate da momenti flettenti positivi, nei confronti dei quali i cavi di precompressione esistenti sono da ritenersi insufficienti, essendo stati scelti sulla base dello schema statico attuale. Per tali motivi, alcuni dei cavi sono stati deviati dalla zona superiore a quella inferiore del cassone, in vicinanza della pila estrema.

La configurazione adottata per tale soluzione, relativamente al viadotto "Navile", è illustrata nelle Figure 10-13. Nelle Figure 10-11, risulta evidente l'appoggio, indicato mediante il simbolo di appoggio semplice adottato dal software di calcolo. Anche in questo caso, si è fatto riferimento al solo telaio Sud del viadotto, avendo assunto il tracciato speculare, rispetto al giunto di dilatazione della campata centrale, per il telaio Nord. Si pone in evidenza che dei sei cavi adottati, quattro vengono deviati a ridosso della controsoletta, come già detto, mentre gli altri due mantengono un andamento analogo a quello visto, per gli sbalzi, nella prima soluzione

3.3.1 Caratteristiche dei cavi

I cavi assegnati (in numero e tipologia) per l'intervento ipotizzato, pur se in numero diverso, sono dello stesso tipo di quelli adottati nella prima soluzione, e sono comunque illustrati nella successiva Tabella 2.

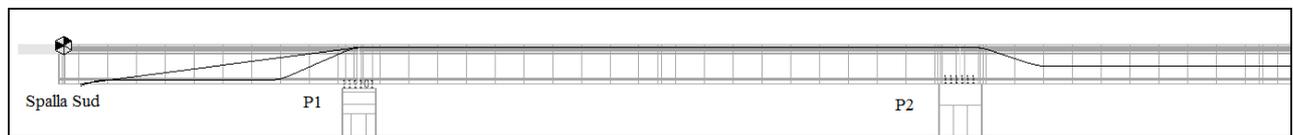


Figura 10 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni soluzione n. 2 – primo tratto

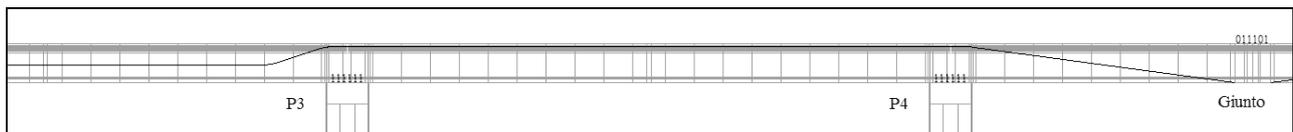


Figura 11 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni soluzione n. 2 – secondo tratto

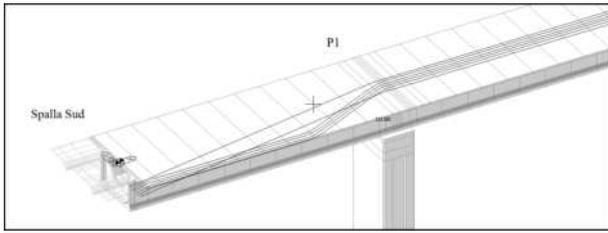


Figura 12 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni su campata a sbalzo.

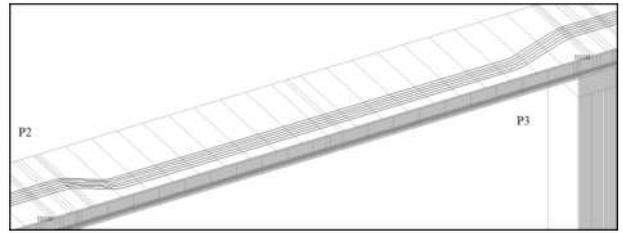


Figura 13 – Viadotto "Navile", telaio Sud: tracciato cavi esterni su campata intermedia.

Tabella 2 – Cavi di precompressione esterna per soluzione n.2

Num. cavi	Tipo cavi	Num. trefoli	Ø trefolo	Tensione di snerv. f_{ptk}	Tensione di rott. f_{ptk}
6	19 MTAIE 18	19	18	1570	1770

Anche in questo caso, per ciascun trefolo si è assegnato un valore della tensione di tiro iniziale pari all'80% di quella limite di rottura f_{ptk} , pari a 1488 N/mm².

4. ANALISI STRUTTURALE DEI VIADOTTI

Per le analisi, è stato fatto uso dei modelli di calcolo elaborati in precedenza, per la definizione dello stato tensionale attuale, relativa al precedente lavoro. Sono stati impiegati gli stessi comandi e strumenti utilizzati per l'inserimento dei dati sui cavi di precompressione interni di partenza. Il software, infatti, nell'ambito delle proprietà generali degli elementi di acciaio armonico, consente di specificare se tali elementi saranno da considerarsi interni od esterni alla membratura di calcestruzzo interessata.

Nelle analisi eseguite, si è tenuto conto del peso proprio dei traversi di deviazione (ipotizzati in calcestruzzo armato), per i quali sono state supposte delle dimensioni di massima, nonché dei carichi permanenti derivanti dal ripristino della

corretta pendenza della carreggiata nei tratti soggetti alle abnormi deformazioni, previa aggiunta di conglomerato bituminoso.

Dovendo analizzare il comportamento del modello per ognuna delle soluzioni ipotizzate, è stato necessario ampliare la proiezione temporale assunta, che è stata fatta giungere fino a trenta anni dopo la realizzazione dell'intervento di ripristino. Il periodo è stato chiaramente suddiviso in intervalli intermedi.

Si ricorda che, conformemente a quanto già fatto per l'analisi strutturale dello stato attuale dei viadotti, nei modelli di calcolo le equazioni costitutive sono state inserite al calcolatore, con riferimento ai seguenti codici-modello:

- CEB-FIP Model Code 90
- RILEM Model B3

Lo svolgimento delle necessarie elaborazioni per la risoluzione del modello, ha portato alla dei diagrammi e grafici seguenti:

- diagrammi, singoli e comparativi, delle singole componenti di azione interna sull'intero impalcato;
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti (orizzontali e verticali) sull'intero impalcato;

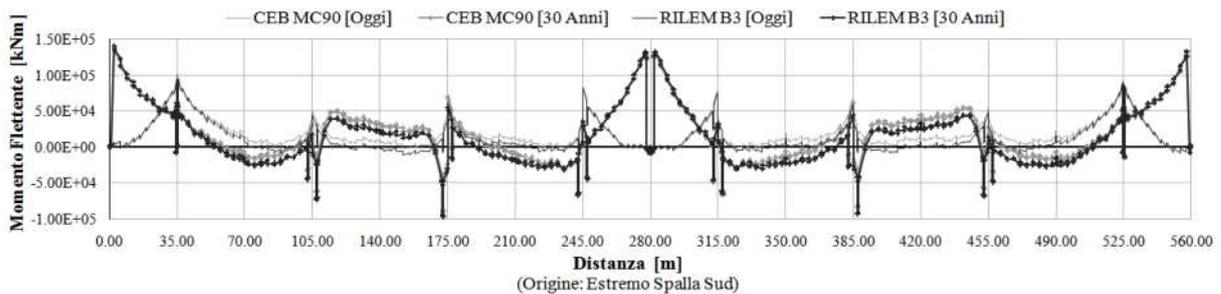


Figura 14 – Viadotto "Navile": diagramma momento flettente impalcato, soluzione n.1 – raffronto situazione attuale e a 30 anni.

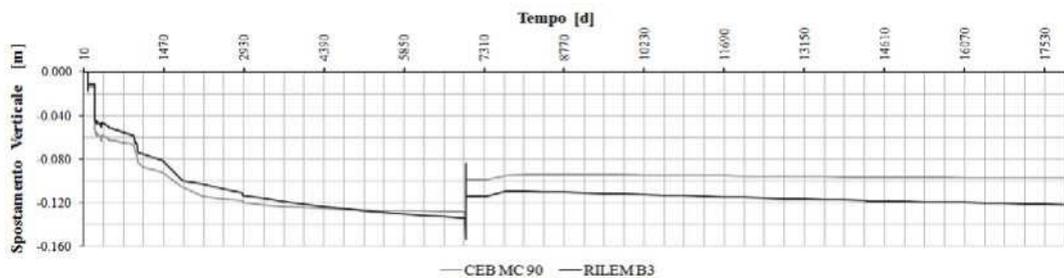


Figura 15 – Viadotto "Navile": diagramma evoluzione spostamenti verticali seggiola spalla Sud.

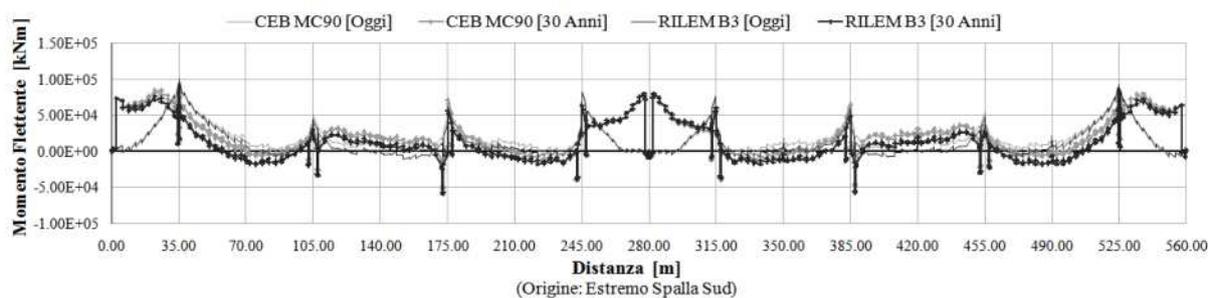


Figura 16 – Viadotto “Navile”: diagramma momento flettente impalcato, soluzione n.2 – raffronto situazione attuale e a 30 anni.

- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti (orizzontali e verticali) alle seggiole degli sbalzi (estremi d’impalcato);
- diagrammi, singoli e comparativi, degli spostamenti (orizzontali e verticali) al giunto assiale intermedio (metà lunghezza dell’impalcato);

5. CONCLUSIONI

L’analisi e l’interpretazione dei risultati ottenuti e organizzati secondo le modalità sopra riportate, consente di pervenire ad alcune considerazioni di rilievo e di evidenziare alcuni aspetti interessanti, che vengono sottolineati di seguito:

- Ad ulteriore conferma di quanto ottenuto in sede di analisi strutturale dei viadotti nelle condizioni attuali, nel caso della prima soluzione, anche per l’evoluzione post-recupero il codice-modello del CEB prevede una sostanziale stabilizzazione delle deformazioni, dopo il ripristino. Al contrario, il Model B3 enunciato dal RILEM mostra, una volta di più, una tendenza all’incremento delle deformazioni, anche nelle fasi successive all’intervento, che riporterebbe, al tempo di trent’anni, a valori delle stesse deformazioni non troppo lontani da quelli attuali (Fig. 15). Tenendo conto della maggior fedeltà d’interpretazione dei fenomeni tempo-dipendenti, rispetto a quanto realmente verificatosi, tale eventualità può considerarsi molto probabile. Quanto detto è stato ottenuto, fra l’altro, ipotizzando un intervento energico, che andrebbe a sollecitare fortemente la struttura, specie in corrispondenza delle zone d’ancoraggio (Fig. 14) senza apportare una risoluzione completa e definitiva delle problematiche evidenziate;
- La seconda soluzione, che prevede la modifica dello schema statico, sembra sufficientemente risolutiva, in quanto, se da un lato arresta, per la sua stessa conformazione, l’evoluzione degli spostamenti agli estremi degli sbalzi di spalla, dall’altra cimenta la struttura con sollecitazioni, in particolare flettenti, ben più contenute (Fig. 16).

BIBLIOGRAFIA

- [1] PETRANGELI, M.P. – (1997), Progettazione e costruzione di ponti; con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, Masson, Milano.
- [2] LEONHARDT, F. – (1979), I ponti: dimensionamento, tipologia, costruzione, *C.a. & c.a.p. : calcolo di progetto*

& tecniche costruttive, Edizioni tecniche, Milano.

- [3] MALM, R.; SUNDQUIST, H. – (2010), Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges, *Engineering Structures* 32, Elsevier, 1038-1045, Amsterdam.
- [4] COMITÈ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. – (1993), CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services Ltd., London.
- [5] BAŽANT, Z. P., BAWEJA S. – (2000), Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3, *ACI SP-194, Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage—Structural Design Effects*, Am. Concrete Institute, 1–83, Farmington Hills, Michigan.
- [6] COMITÈ EUROPÉEN DE NORMALIZATION. – (1994), Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-5: regole generali – strutture con cavi non aderenti e cavi di precompressione esterna, UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione), Milano.
- [7] RECUPERO, A., – (2005), La precompressione esterna, *Nuovi orientamenti per la progettazione di ponti e viadotti*, Dario Flaccovio Editore, 95–123, Palermo.
- [8] VSL™ INTERNATIONAL Ltd. – (1992), External post-tensioning, *VSL report series*, VSL™ International Ltd., Ltd, Lyssach.
- [9] BBR™ SYSTEMS Ltd. – (1992), Cables for external prestressing, BBR™ Systems Ltd., Schwerzenbach, Zürich.
- [10] BURDET, O., BADOUX, M., – (2000), Comparison of internal and external prestressing for typical highway bridges, *Congress Report Lucerne 2000*, IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering), Zürich.
- [11] FINLEY, C., PFUNTNER, J., – (2008), Introducing external tendons to Israeli bridges construction, *Structure Magazine*, NCSEA (National Council of Structural Engineers Associations), 34–36, Chicago, Illinois.
- [12] VIRLOGEUX, M., CHAUSSIN, R., JARTOUX P. – (1990), Précontrainte extérieure, *Annales de ITBTP*, ITBTP (Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics), Paris.
- [13] MIDAS™ IT Co., Ltd, Analysis for Civil Structures (CIVIL 2006 analysis manual), MIDAS™ Co., Ltd, Seoul.
- [14] MIDAS™ IT Co., Ltd, *Getting Started (CIVIL 2006 user manual)*, MIDAS™ Co., Ltd, Seoul.

COMPORTAMENTO CICLICO DI VECCHIE PILE A TELAIO: INDAGINI SPERIMENTALI E MODELLAZIONE

Renato Giannini, Fabrizio Paolacci

Dipartimento di Strutture, Università Roma Tre

SOMMARIO

Il lavoro tratta di indagini sperimentali e numeriche sul comportamento ciclico su pile da ponte in cemento armato appartenenti ad un vecchio viadotto della rete autostradale Italiana. L'attività sperimentale consiste in prove di tipo ciclico che sono state effettuate nel laboratorio dell'Università Roma Tre su tre modelli in scala 1:4 di una delle pile del viadotto Rio Torto, posto sul tratto autostradale A1-Firenze-Bologna. I risultati hanno dimostrato come le resistenze a taglio del trasverso e dei nodi caratterizzano fortemente il comportamento a rottura delle pile e il relativo comportamento ciclico globale. Sono stati inoltre osservati alcuni altri importanti fenomeni, tipici delle opere in c.a. di vecchia costruzione: "strain-penetration" e buckling delle barre d'armatura longitudinali nelle colonne. E' stato poi calibrato un modello numerico, implementato in ambiente OpenSees, capace di riprodurre in maniera soddisfacente il reale comportamento sperimentale e fornendo nel contempo utili indicazioni per la costruzione di un modello tridimensionale dell'intero viadotto.

SUMMARY

The paper deals with experimental and numerical investigations on the cyclic behaviour of r.c. frame piers belonging to an old viaduct of the Highway Italian Network. The experimental activity consists of cyclic tests performed in the laboratory of the University Roma Tre on three 1:4 scale specimens of the piers of the Rio Torto viaduct placed on the highway A1- Florence-Bologna. The results have shown as the shear strength of the transverse beam and of the beam-column joints strongly characterize the failure mode of the piers and their global cyclic behaviour. Moreover, other important phenomena, typical of old r.c. structures have been observed: strain-penetration effect and buckling of the longitudinal bars in the columns. Finally, a numerical model, built using the Opensees software, has been calibrated, which is capable to reproduce in a satisfactory way the experimental behaviour and providing at same time useful indications to build a tridimensional model of the entire viaduct.

1. INTRODUZIONE

La valutazione delle costruzioni esistenti è un compito particolarmente difficile, specialmente per quanto riguarda quelle in cemento armato, a causa della difficoltà di reperire tutti i dati necessari ad una stima attendibile della loro resistenza e quelle legate alla quantità e alla disposizione delle armature che, in assenza degli elaborati di progetto, difficilmente possono essere rilevate direttamente dalla struttura.

Per le strutture dei ponti, per diversi motivi, la situazione è meno critica. Infatti in queste costruzioni gli elementi strutturali non sono nascosti dalle sovrastrutture e dunque sono facilmente accessibili alle indagini conoscitive; inoltre, trattandosi spesso di opere di rilievo, patrimonio di enti, è più probabile che di esse siano reperibili disegni esecutivi o di contabilità che possono fornire importanti informazioni sull'effettiva quantità d'armatura. Queste considerazioni, insieme all'importanza strategica di questo tipo di opere, rendono possibile ed opportuno analizzarne il comportamento,

particolarmente quello sismico, usando modelli di calcolo il più possibile accurati.

Perché siano significativi questi modelli devono tuttavia essere opportunamente tarati in base a prove sperimentali. Per le costruzioni moderne esiste in effetti una grande quantità di prove che permette di costruire modelli attendibili e significativi; al contrario, per le strutture particolarmente datate, i dati disponibili sono assai meno numerosi. Ad esempio, nelle strutture in c.a., per molti anni sono state usate barre di armatura lisce il cui comportamento, per quanto riguarda l'accoppiamento con il calcestruzzo, non è stato esaminato in modo esaustivo; solo recentemente, proprio in vista dell'importanza che oggi si attribuisce alla valutazione dell'esistente, questo tema è stato ripreso e fatto oggetto di sistematica sperimentazione [1],[2],[3],[4].

Anche le tipologie di certe strutture sono cambiate nel tempo e quindi non corrispondono più a quelle frequentemente oggetto di analisi e di sperimentazione. Nel caso dei ponti, le pile a telaio, con due o più pilastri collegati con traversi, sono

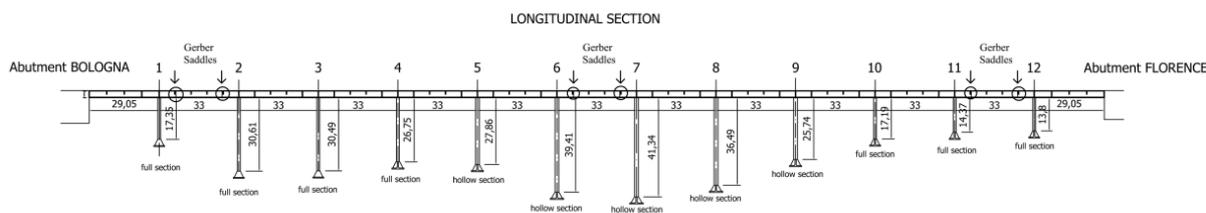


Figura 1. Vista longitudinale del viadotto Rio-Torto

state spesso impiegate nel passato e sono frequenti sui tratti più vecchi della nostra rete autostradale. Queste pile per certe caratteristiche: snellezza dei pilastri, fragilità dei traversi, sono spesso risultate, quando analizzate, notevolmente vulnerabili all'azione sismica.

Nell'ambito del progetto ReLUI, l'unità di ricerca dell'Università di Roma Tre (appartenente alla linea 3), si è occupata di questo tipo di pile, in particolare eseguendo una serie di prove sperimentali su modelli in scala di una pila di questo tipo. La pila appartiene al viadotto Rio Torto, dell'autostrada A1 nel tratto Firenze - Bologna, in località Roncobilaccio (figura 1). L'intero viadotto, realizzato alla fine degli anni 50 del XX secolo, è composto da dodici pile di analoga tipologia ma di differente altezza. La pila esaminata è quella di minore altezza (pila 12) più vicina al lato Firenze. La scelta è stata condizionata dalle due contrastanti esigenze di limitare la dimensione del modello senza impiegare una eccessiva scala di riduzione. Della pila sono stati realizzati tre modelli in scala 1:4, usando barre di armatura lisce ed un calcestruzzo con resistenza analoga a quella prevista nel progetto originale; tutti i modelli sono poi stati sottoposti ad analoghi cicli di prova.

Modelli in scala maggiore (1:2) sono in corso di realizzazione presso lo European Laboratory for Structural Assessment del Joint Reserach Center ad Ispra e verranno testati mediante prove pseudo-dinamiche previste all'interno del progetto di ricerca "RETRO", finanziato nell'ambito del consorzio Europeo "Seismic Engineering research infrastructure for European Synergies (SERIES).

2. IL SETUP DI PROVA

I modelli della pila esaminata sono dei telai con pilastri circolari, alti 3.5 m e diametro $D=30$ cm, collegati in alto da un pulvino realizzato con una sezione a C capovolta e, a metà altezza, da un traverso rettangolare 10×30 cm; la fondazione è simulata da una trave rettangolare 60×40 cm (Figura 2).

Il calcestruzzo è stato progettato con un mix-design che prevedeva una dimensione massima degli aggregati di 2 cm. Questa scelta è stata suggerita dall'opportunità di non introdurre eccessivi effetti scala nel comportamento del materiale e dal fatto che le dimensioni del modello risultano ancora abbastanza grandi, per cui non è richiesto l'impiego di inerti particolarmente piccoli.

Dagli impasti eseguiti per la realizzazione dei getti sono stati estratti 18 campioni cilindrici di cui sono stati misurati la resistenza ed il modulo elastico, i cui valori, per le tre pile, sono riportati nella tabella 1.

Tabella 1 - Caratteristiche dei materiali (valori medi)

	Resistenza (MPa)	Modulo Elastico (MPa)	Coefficiente di Poisson
Calcestruzzo	26	27000	0.16
Acciaio	360	205000	0.30

Le barre di armature impiegate nella struttura reale ($\phi 24$ per le armature longitudinali, $\phi 8$ per le staffe) sono state sostituite, nel modello in scala, da barre $\phi 6$ e $\phi 2$, rispettivamente (Figura 2). Le caratteristiche meccaniche di queste armature sono anch'esse riportate nella Tabella 1.

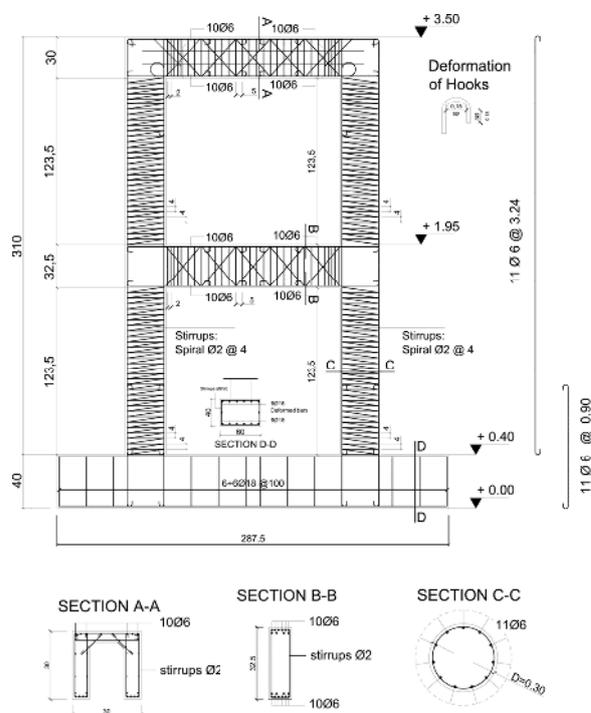


Figura 2. Dimensioni principali delle pile e armature

Poiché, come è stato già detto nell'introduzione, uno dei principali problemi presentati dalle vecchie costruzioni in cemento armato, è costituito dal comportamento del sistema formato dalle barre lisce e dal loro uncino terminale, nei confronti della trasmissione delle forze al calcestruzzo, è stata eseguita una serie di prove preliminari di sfilamento delle barre $\phi 6$ da blocchi di calcestruzzo di caratteristiche simili a quelle dei modelli delle pile.

I risultati hanno mostrato l'efficacia dell'ancoraggio offerto dal sistema, anche se è stato osservato un elevato scorrimento anche in corrispondenza alle tensioni di lavoro dell'acciaio [5].

I tre provini della pila sono stati sottoposti a spostamenti ciclici di ampiezza crescente applicati in sommità mediante un martinetto idraulico. Un sistema di rinvii ha consentito di applicare la forza orizzontale sempre come una compressione, evitando che il pulvino fosse soggetto a forze di trazione. Il carico verticale, costituito dal peso dell'impalcato, è stato simulato mediante forze di precompressione applicate ai pilastri. Al centro delle sezioni dei pilastri sono stati lasciati

due fori in cui scorrevano due barre Dywidag ancorate alla base della fondazione e poste in tensione mediante due martinetti posti in sommità (Figura 3).

Per seguire l'evoluzione delle deformazioni e del danno, ai provini sono stati applicati numerosi strumenti; oltre a due trasduttori a filo che misuravano gli spostamenti orizzontali in sommità ed in corrispondenza del traverso, sono stati impiegati numerosi trasduttori per misurare le deformazioni delle fibre dei pilastri in corrispondenza dei nodi (base, intersezione con il traverso e sommità) per poter calcolare le rotazioni e le curvature delle sezioni critiche. Nelle ultime due prove, essendo cresciuti la disponibilità di canali del sistema di acquisizione ed il numero dei sensori, è stato possibile strumentare più in dettaglio i provini, aggiungendo una rete di trasduttori nel traverso, in grado di misurare l'apertura di eventuali fessure di taglio. Lo schema completo dei sensori impiegati nella prova n° 3 è mostrato in Figura 3.

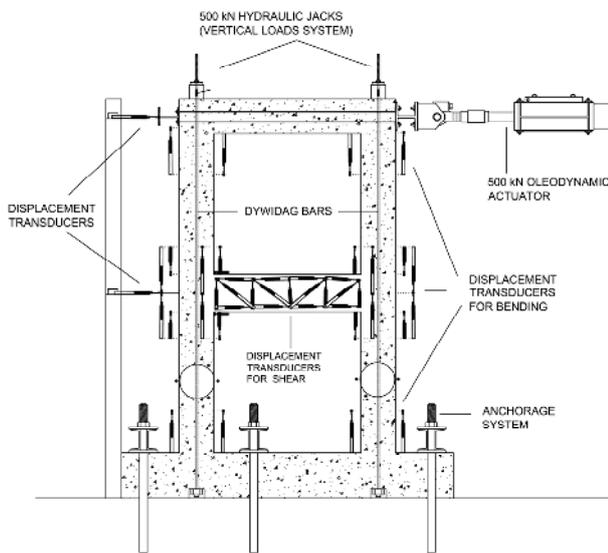


Figura 3. Setup di prova

3. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Tutti i campioni provati sono stati sottoposti alla stessa storia di spostamenti, composta da cicli di ampiezza crescente tra 0.1 e 60 mm; per ciascuna ampiezza il ciclo è stato poi ripetuto tre volte, assoggettando così i provini a 52 complessivi cicli carico (Figura 4). Gli spostamenti sono stati impressi lentamente, in modo quasi statico, con frequenza di 0.05 Hz. Il carico verticale trasmesso dall'impalcato alla pila è stato stimato in 6600 kN; di conseguenza sul modello in scala è stata applicata, per ogni pilastro, una forza di precompressione di 200kN.

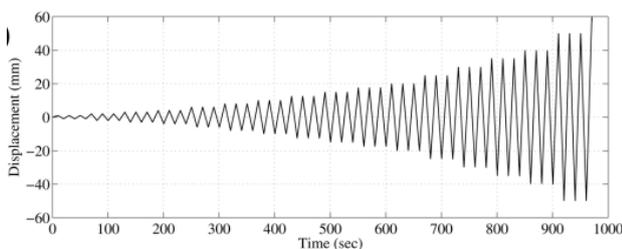


Figura 4 - Storia di spostamenti imposta

A causa di un non perfetto controllo della pompa che alimentava i martinetti verticali, la forza normale applicata ai

pilastri non è rimasta costante durante i cicli, ma è risultata oscillante tra il valore di riferimento (circa 200 kN) ed uno sensibilmente maggiore.

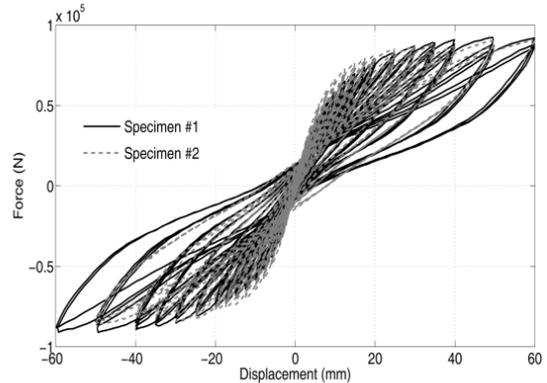


Figura 5 - Cicli forza-spostamento delle pile 1 e 2

Il comportamento globale delle tre pile è illustrato nella Figura 5, dove sono rappresentate le curve forza-spostamento in sommità, registrate durante i cicli. Al crescere dell'ampiezza dei cicli si osserva una marcata riduzione della rigidità ed un forte effetto "pinching".

Il meccanismo sostanzialmente fragile della rottura del traverso spiega il marcato "pinching" che si osserva nei cicli globali forza-spostamento, che risultano poco dissipativi, nonostante l'ampia escursione in campo non lineare.

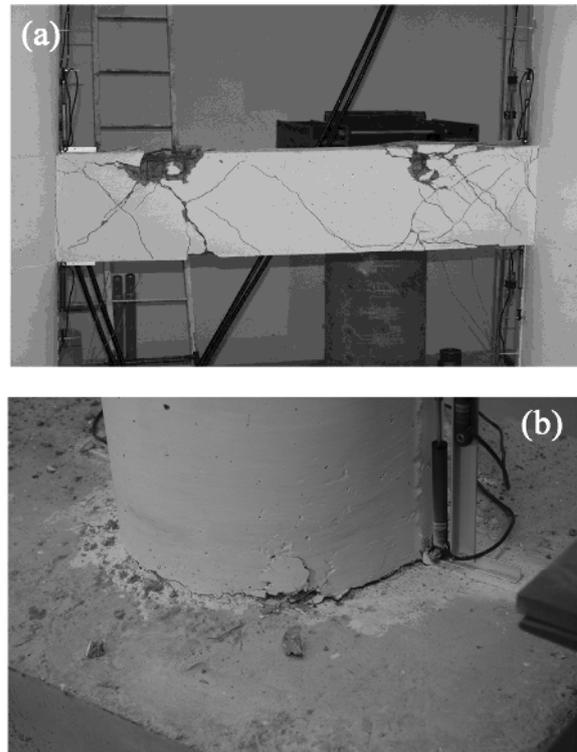


Figura 6 - (a) Rottura a taglio del traverso (provino 1), (b) Fessurazione alla base delle colonne

Il meccanismo di collasso che si è verificato nelle tre prove è, all'ingrosso, il medesimo: formazione di cerniere plastiche alla base ed alla sommità dei pilastri seguita dalla rottura del traverso. Quest'ultimo evento si è però verificato con modalità differenti nei tre casi: nella prima prova si è

avuta la rottura a taglio delle due estremità del traverso, subito oltre la zona maggiormente armata (Figura 6); nella seconda si è manifestata la rottura di entrambi i nodi trave-pilastro, mentre nella terza il traverso si è rotto per taglio ad un estremo, mentre a quello opposto ha ceduto il nodo.

Il verificarsi in modo alternato della rottura a taglio del traverso o del nodo si spiega osservando che i due meccanismi concorrenti hanno resistenze molto simili; piccole differenze casuali nella realizzazione del calcestruzzo o nella posizione delle barre di armatura fa pendere la bilancia verso l'uno o l'altro.

Si deve inoltre osservare che la resistenza a taglio, preliminarmente calcolata con le formule suggerite in Priestley ed al. (1996), aveva fornito un valore leggermente superiore a quello che si verifica in corrispondenza dello snervamento per flessione delle armature longitudinali; pertanto era stata prevista una rottura duttile della trave per flessione. L'esperienza ha mostrato che queste formule hanno sovrastimato la resistenza a taglio, che in realtà è risultata sempre inferiore a quella di flessione.

Altre osservazioni che si possono trarre dall'analisi del comportamento globale dei tre campioni sono le seguenti: i) il comportamento del provino è stabile durante la ripetizione dei cicli della stessa ampiezza, dimostrando che il degrado dipende sostanzialmente dall'ampiezza dei cicli e non dall'energia dissipata; ii) la forza massima, con l'eccezione dell'ultimo caso, continua ad aumentare con lo spostamento; quindi, alle ampiezze provate (drift $\approx 2\%$), non si manifesta degrado di resistenza ma solamente di rigidità; iii) le tre prove hanno dato, in termini globali, risultati molto simili, nonostante i diversi meccanismi di collasso che hanno interessato il traverso; solamente nell'ultima prova si è osservata una forza massima minore in corrispondenza delle deformazioni più grandi, accompagnata da un "pinching" meno evidente.

Le misure locali per essere interpretate richiedono il confronto con i risultati di un modello numerico. Questi risultati verranno quindi più dettagliatamente illustrati e discussi nel prossimo paragrafo, in cui verranno anche esposti i risultati delle analisi numeriche di un modello sviluppato mediante il codice non lineare OpenSees.

4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

I risultati delle prove sperimentali descritte in precedenza sono stati confrontati con quelli di un modello numerico i cui parametri sono stati calibrati in modo da riprodurre al meglio i risultati sperimentali. Questo sia per verificare le capacità predittive del modello, sia per spiegare il comportamento della struttura sulla base di fenomeni il più possibile elementari.

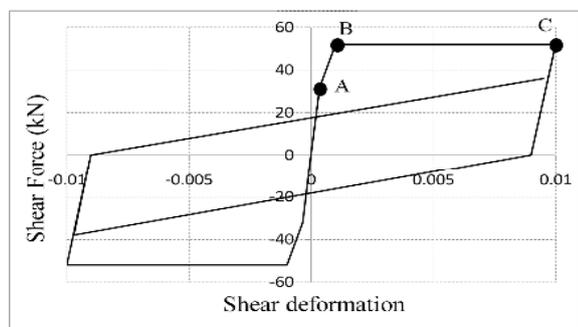


Figura 7 – Legge trilineare adottata per il comportamento taglio del traverso

La pila è stata modellata usando il codice OpenSees [6]. I pilastri e le travi sono state rappresentate con elementi "beam" a fibre; per tener conto della possibile rottura per taglio, mediante il comando "section aggregator", nel traverso

è stata inglobata una legge globale taglio-scorrimento. A questo scopo è stata usata una relazione con degrado di resistenza e di rigidità, definita da una curva limite trilineare, simile ad altre proposte in letteratura [7], [8], ed è rappresentata in Figura 7.

Tabella 1. Parametri del legame taglio-scorrimento

	P1	P2	P3
V (kN)	31.5	51.0	51.0
γ	0.3×10^{-3}	1.00×10^{-3}	3.0×10^{-2}

La trilatera di involuppo è definita da tre punti; il primo è dato dalla resistenza a taglio del calcestruzzo V_c , che può calcolarsi con la formula proposta da Priestley ed al. (1996), [9], mentre la corrispondente deformazione γ_c si può calcolare sulla base del modulo di taglio del calcestruzzo. Nel secondo punto la forza è $V_c + V_s$, somma del taglio portato dal calcestruzzo, ridotto per tener conto della fessurazione, e dall'acciaio, e corrisponde alla resistenza della sezione fessurata; infine il terzo punto rappresenta la condizione di deformazione ultima di collasso incipiente. Per il traverso della pila sono stati adottati i valori riportati nella tabella seguente.

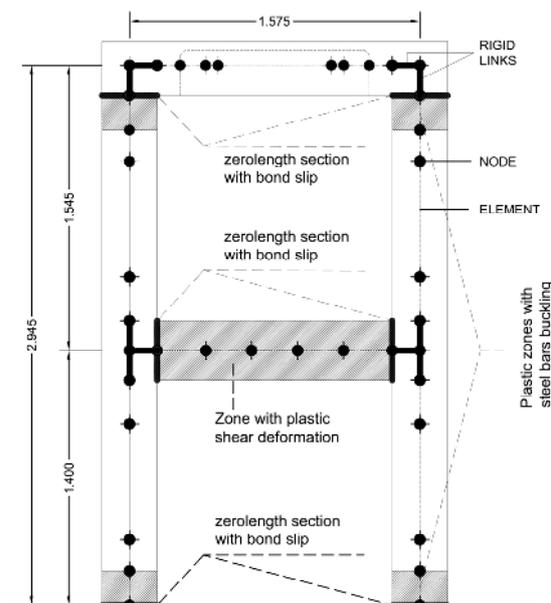


Figura 8 – Modello di calcolo in OpenSees

Per descrivere il comportamento del calce-struzzo è stata impiegata la legge di Kent e Park, tarata sulla resistenza del materiale e tenendo conto del grado di confinamento prodotto dalle staffe, mentre per l'acciaio è stato usato il modello Menegotto-Pinto. Nelle zone critiche dei pilastri, alla base ed in sommità (tratteggiate in Figura 19), la legge dell'acciaio è stata modificata per tener conto dell'instabilità delle barre compresse. Il modello utilizzato è quello dovuto a Gomes e Appleton (1997), [10], e disponibile nella libreria di OpenSees.

Un altro fenomeno di cui si deve tener conto per costruire un modello accurato della struttura è il "bond-slip", ossia lo scorrimento tra le armature ed il calcestruzzo dovuto alla differente deformazione dei due materiali in prossimità delle zone fessurate, che produce una sensibile riduzione della rigidità della struttura in conseguenza della fessurazione. Questo fenomeno è particolarmente accentuato nel caso delle barre lisce, data il modesto valore dell'aderenza che queste sviluppano con il calcestruzzo, per cui la parte maggiore della

forza di ancoraggio risulta affidata all'uncino terminale [11], [12].

Poiché l'effetto del "bond-slip" si manifesta con una riduzione di rigidità nelle zone fessurate (in particolare alla base ed alla sommità dei pilastri ed alle estremità del traverso), di esso si può tener conto concentrando in queste zone la rotazione prodotta dalla riduzione di rigidità. In OpenSees si può rappresentare questo effetto inserendo, nelle zone interessate, degli elementi di lunghezza nulla (ZeroLengthSection) che funzionano sostanzialmente come cerniere concentrate con opportuna rigidità. La legge momento-rotazione di questo elemento è stata quindi determinata sulla base delle curve sperimentali forza-allungamento ottenute nelle prove di sfilamento descritte in precedenza.

Per simulare la rottura dei nodi nella pila 2 è stato utilizzato l'artificio di diminuire opportunamente la resistenza dell'acciaio nell'elemento di collegamento tra il trasverso e la colonna, impedendo in tal modo, una volta raggiunta la resistenza massima del nodo, di trasmettere ulteriori sollecitazioni nel trasverso stesso.

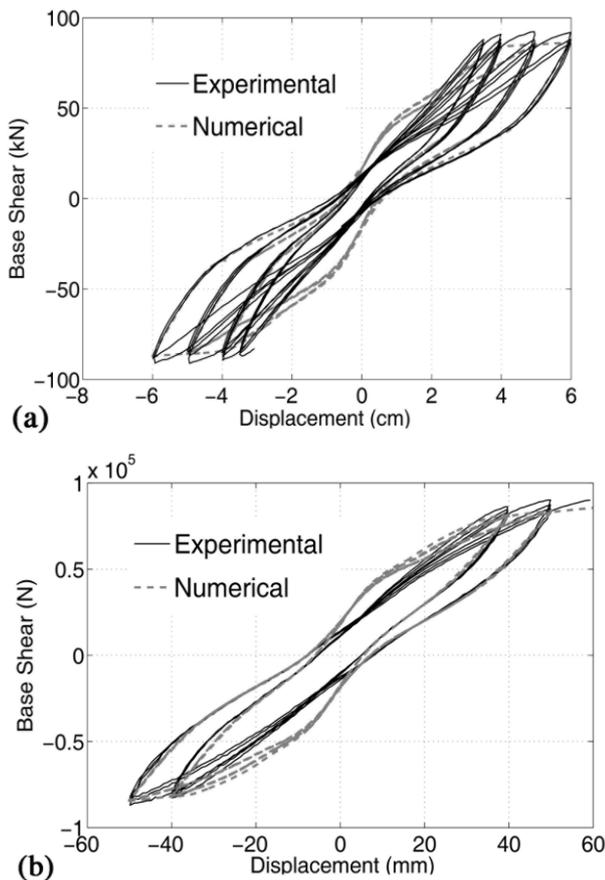


Figura 9 - (a) Diagramma forza-spostamento (a) pila 1
(b) pila 2

Il confronto tra i risultati sperimentali e delle analisi numeriche dimostra la buona capacità predittiva del modello, quando i parametri sono correttamente scelti. Nella Figura 9 sono mostrati i diagrammi forza applicata-spostamento in sommità, relativamente agli ultimi cicli di carico (quelli di maggiore ampiezza), per le prime due pile provate, sovrapposti a quelli calcolati con OpenSees.

L'accordo è buono, anche se, nella fase di carico, il modello numerico mostra una ripresa di rigidità che non si è manifestata durante la sperimentazione; questo comporta un

ciclo con una maggiore isteresi che, in un'analisi dinamica, darebbe luogo ad un'eccessiva dissipazione di energia.

Nella successiva figura 10 sono illustrati i confronti fatti tra le misure e le analisi relative a comportamenti locali. In particolare, sono illustrati i cicli taglio totale-curvatura alla base di uno dei pilastri delle prime due pile a confronto con quelli calcolati in OpenSees. La curvatura sperimentale è stata valutata come rapporto tra la differenza delle deformazioni medie di due fibre diametralmente opposte e la loro distanza (diametro del pilastro più l'offset dei trasduttori). Le deformazioni a loro volta sono state valutate come rapporto tra lo spostamento relativo delle due basi e la loro distanza.

Per spostamenti maggiori il modello numerico manifesta un comportamento più marcatamente asimmetrico di quello reale. In linea di massima comunque le due curve restano prossime e l'ampiezza del ciclo è sostanzialmente la stessa. Un confronto analogo è stato fatto per lo spostamento del primo piano delle pile 1 e 2 (Figura 11).

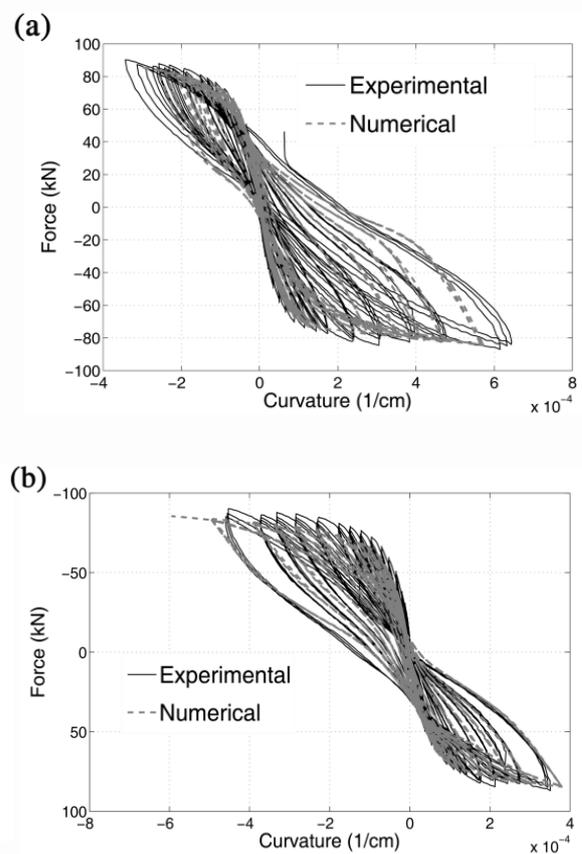


Figura 10 - Legame taglio totale-curvatura media alla base della colonna di sinistra (a) pila 1, (b) pila 2

Nella Figura 12 sono riportati alcuni confronti tra grandezze locali relative al tra-verso. In particolare viene mostrato l'andamento temporale della curvatura nella sezione di estremità sinistra del trasverso della pila 2, sia numerico che sperimentale.

Anche in questo caso la previsione numerica concorda molto bene con quella analitica; solo dopo il manifestarsi della rottura dei nodi, sperimentalmente si osserva una riduzione delle curvature, evidentemente dovuta ad una riduzione del momento massimo trasmesso dal trasverso ai pilastri, che il modello numerico non è in grado di cogliere.

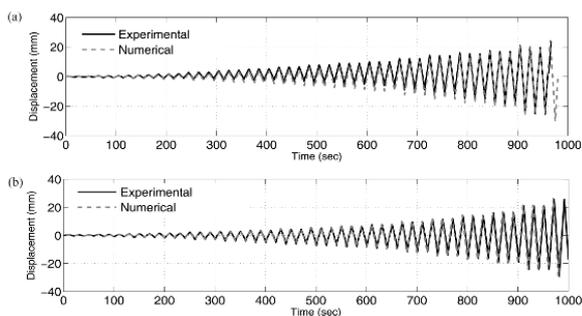


Figura 11 - Storia temporale dello spostamento del primo piano –
(a) pila 1 (b) pila 2

Ciò è ancora più evidente nella figura 12(b) dove è illustrato un confronto numerico-sperimentale dello scorrimento medio in prossimità del nodo di sinistra. Quest'ultimo è stato calcolato come media della variazione angolare relativa agli angoli $\alpha_1 + \alpha_2$ e $\beta_1 + \beta_2$. Il significato degli angoli è illustrato in figura 13 dove è rappresentato il sistema dei trasduttori montati nel trasverso in prossimità del nodo di sinistra.

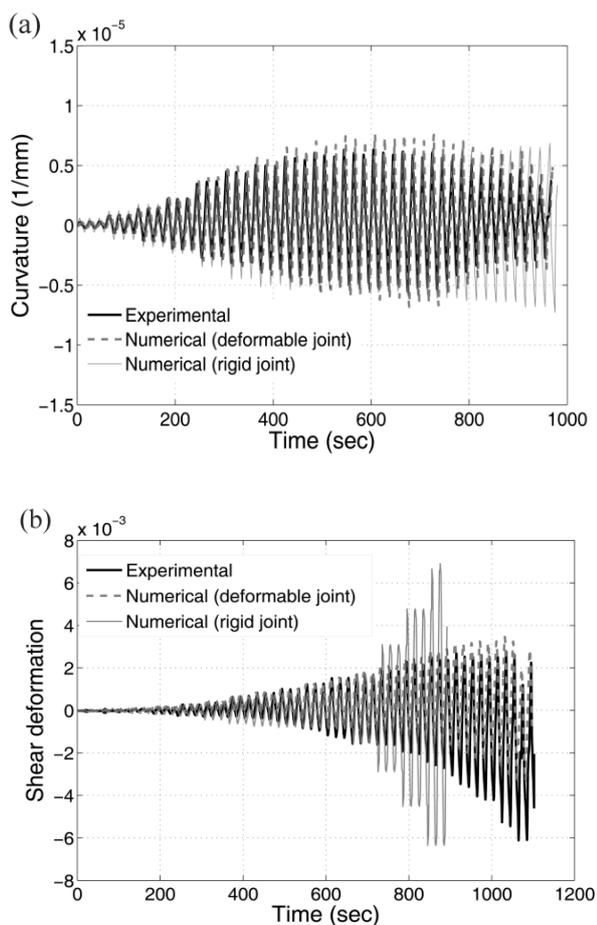


Figura 12 – (a) Storia temporale della curvatura media nel trasverso al nodo di sinistra – pila 2, (b) Storia temporale dello scorrimento medio nel trasverso al nodo di sinistra – pila 3

Il confronto risulta, come nei casi già illustrati, soddisfacente fino al verificarsi della rottura dei nodi dopo di che i risultati divergono. Per cogliere meglio tale fenomeno, è in corso di sviluppo un modello in grado di tener conto in modo più realistico del comportamento successivo alla rottura dei nodi.

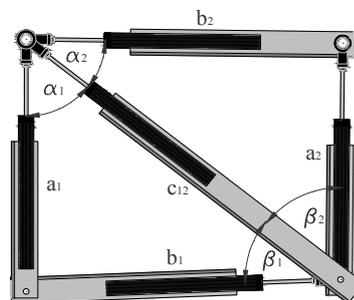


Figura 13 - Grandezze per il calcolo dello scorrimento medio

5. CONCLUSIONI

Questo lavoro illustra i risultati di una serie di tre prove sperimentali condotte su altrettanti modelli in scala 1:4 di una delle pile di un ponte di vecchia costruzione, che si trova lungo la tratta Firenze-Bologna dell'autostrada A1. Le pile hanno forma a telaio, con pilastri circolari interconnessi con uno o più traversi; in quella presa a campione dei modelli, la più bassa del ponte, vi è un solo traverso. Durante le prove, ai modelli, precaricati con una forza proporzionale al peso dell'impalcato sostenuto, sono state impresse in sommità tre serie identiche di cicli di spostamento simmetrici di ampiezza variabile, fino ad un massimo di 6 cm, corrispondente ad un drift di circa il 2%. Nei pilastri si sono formate cerniere plastiche alle due estremità (fondazione e pulvino), mentre a metà altezza si è verificata la rottura per taglio del traverso o del nodo. La pila, snella e non molto armata, ha buone caratteristiche di duttilità; infatti, nonostante la rottura di tipo fragile del traverso, non si è verificata nessuna significativa riduzione della resistenza alle forze laterali. Tuttavia risulta comunque altamente vulnerabile, poiché data la modesta resistenza, drift dell'ordine di quello imposto durante le prove possono essere raggiunti anche per effetto di terremoti non particolarmente intensi.

I risultati delle prove sono quindi stati posti a confronto con quelli di un modello numerico implementato nel codice OpenSees, opportunamente tarato, e nel quale, con diversi accorgimenti, sono stati modellati sia il comportamento a taglio del traverso, sia lo scorrimento delle barre nelle zone di ancoraggio, sia l'instabilità delle barre compresse. I confronti hanno mostrato le buone capacità predittive del modello numerico, non solamente in termini di comportamento globale, bensì anche locale, per esempio di curvatura alla base dei pilastri. Ciò ha dimostrato come utilizzando i soli modelli disponibili in letteratura si possa simulare efficacemente il comportamento non lineare di pile con barre lisce.

I risultati sin qui illustrati, sono già stati utilizzati per la valutazione sismica dell'intero viadotto Rio Torto, i cui risultati saranno a breve oggetto di pubblicazioni.

Lo sviluppo futuro del lavoro prevede l'esecuzione di prove sperimentali di tipo pseudo-dinamico sull'intero viadotto che verranno eseguite presso lo European Laboratory for Structural Assessment del Joint Research Center ad Ispra nel 2011 e per le quali i risultati della presente ricerca costituiscono una utile fonte di informazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Cosenza, E. e Prota, A. (2006). Experimental behaviour and numerical modeling of smooth steel bars under compression. *Journal of Earthquake Engineering*, 10:3, 313-329.
- [2] Feldman L.R. e Bartlett F.M. (2005). Bond Strength Variability in Pullout Specimens with plain Reinforcement. *ACI Structural Journal* 102:6, 860-867.
- [3] Fabbrocino G. Verderame G.M., Manfredi G., (2005). Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* 27, 1575–1585.
- [4] Verderame G.M., Fabbrocino G., Manfredi G. (2004). Capacità sismica di elementi in calcestruzzo armato con barre lisce. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia, Genova 25-29, Gennaio 2004
- [5] Giannini R., Paolacci F., Sibilio E. (2008). Experimental study on the cyclic response of an existing rc bridge pier. XI Congresso Nazionale “The 14 th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China
- [6] McKenna F. e Mazzoni S., Scott M. H., Fenves G. L., et al. (2007), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), Pacific Earthquake Engineering Research Center, version 1.7.4.
- [7] D’Ambrisi, A. e Filippou F.C. (1999). Modeling of cyclic shear behavior in RC members. *Journal of Structural Engineering ASCE* 125:3, 1143-1150.
- [8] Lee, D.H., Choi, E. and Zi, G. (2005). Evaluation of earthquake deformation and performance for RC bridge piers. *Engineering Structures*, 27, 1451-1464.
- [9] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G. M., (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, New York, USA.
- [10] Gomes, A. e Appleton, J. (1997). Nonlinear Cyclic Stress-Strain Relationship of Reinforcing Bars Including Buckling. *Engineering Structures* 19:10, 822–826.
- [11] Zhao, J. e Sritharan, S. (2007). Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures. *ACI Structural Journal* 104:2, 133-141.
- [12] Limkatanyu, S. and Spacone, E. (2003). Effects of reinforcement slippage on the non-linear response under cyclic loadings of RC frame structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 32, 2407-2424.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO SOGGETTI AD AZIONI MECCANICHE ED AMBIENTALI

Luca Giordano¹, Giuseppe Mancini¹, Francesco Tondolo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

La corrosione delle armature metalliche nelle strutture in calcestruzzo è il più diffuso fenomeno di degrado che investe un numero sempre crescente di opere in ogni campo dell'ingegneria civile. La corrosione ha effetti diretti sul comportamento strutturale quali la riduzione della sezione delle barre di armatura ed il danneggiamento del calcestruzzo che circonda le barre dovuto all'incremento di volume degli ossidi prodotti. A tali fenomeni si aggiungono effetti indiretti, quale ad esempio la modifica dell'aderenza fra le barre di armatura ed il calcestruzzo. Ne consegue una riduzione della prestazione della struttura sia in presenza delle azioni di servizio che delle azioni ultime. Peraltro, nel campo infrastrutturale, le strutture degradate possono anche essere soggette ad azioni di tipo ciclico dovute al traffico veicolare, con conseguente interazione fra i due fenomeni di danno. Nel presente articolo sono presentati i risultati di una campagna sperimentale su elementi in cemento armato soggetti a sola corrosione, a solo carico ciclico e all'azione combinata degli stessi. I risultati della sperimentazione mettono in evidenza la variazione del comportamento strutturale nel tempo permettendo di quantificare gli effetti dell'interazione fra i due fenomeni.

SUMMARY

Corrosion of reinforcing bars in concrete is the most important phenomenon that affects an increasing number of structures. Corrosion directly acts on structural behaviour with the reinforcing bar section area reduction and the damage of the steel surrounding concrete due to the volume expansion of the oxide products. In addition to the previous effects, a subsequent result as the bond modification between steel and concrete is present. Consequently a reduction in terms of structural performance under both service and ultimate conditions is evidenced. Furthermore, for infrastructure, degrading structure can also be subjected to cyclic actions due to traffic vehicles that determines an interactive action between the two damaging actions. In this work, an experimental campaign on reinforced concrete elements subjected to corrosion, cyclic loading and finally corrosion and cyclic loading are shown. The results highlight a change in the structural response and allow to quantify the effect of the structural interaction of the two phenomena.

1. INTRODUZIONE

La durabilità delle strutture in cemento armato rappresenta un argomento di studio prominente della ricerca scientifica nazionale ed internazionale da molti anni. Uno degli aspetti più studiati (vedi ad esempio [1] e [2]) è la corrosione delle armature; tale fenomeno può infatti modificare in modo sostanziale il comportamento delle strutture tanto in presenza delle azioni di servizio quanto delle azioni ultime. L'effetto più evidente della corrosione delle armature è rappresentato dalla diminuzione di area della sezione resistente con conseguente diminuzione di capacità portante e quindi del livello di sicurezza relativo agli stati limite coinvolti. Inoltre, l'incremento di volume degli ossidi prodotti dal processo corrosivo rispetto al materiale originale induce tensioni trasversali di trazione con conseguente fessurazione nella direzione delle barre (crack corrosion, vedi [3]). Peraltro, con il progredire del processo di deterioramento si osserva una modifica delle leggi di aderenza fra acciaio e calcestruzzo [4], e dunque un conseguente modifica del comportamento di insieme. Emerge quindi la necessità di definire nuovi modelli resistenti in grado di tenere conto dell'eventuale scorrimento

fra i due materiali [5].

Nell'ambito delle infrastrutture stradali e ferroviarie, il quadro precedente deve essere esteso per tener conto della peculiarità delle azioni legate al traffico veicolare. Tali azioni comportano una variazione ciclica delle sollecitazioni e delle relative tensioni causando, negli elementi fessurati, una variazione ciclica dell'ampiezza delle fessure.

Nel caso in cui i fenomeni corrosivi e meccanici precedentemente descritti si verificano contemporaneamente, è lecito aspettarsi un'interazione fra i due fenomeni, con effetti sulla durabilità delle strutture non quantificabili in base alle conoscenze attuali. Al fine di indagare l'entità di questa interazione è stata messa a punto una campagna sperimentale su tiranti in cemento armato soggetti a: 1) carico ciclico, 2) carico ciclico e contemporanea corrosione delle barre di armatura, 3) carico statico e contemporanea corrosione delle barre di armatura. Il processo corrosivo è ottenuto attraverso una tecnica elettrochimica, mentre il livello di carico riproduce le usuali condizioni di ponti stradali soggetti alle azioni di fatica. La sperimentazione ed i risultati ottenuti sono oggetto del presente lavoro e descritti nel seguito.

2. DESCRIZIONE DEI CAMPIONI DI PROVA

La sperimentazione è stata condotta su tiranti in cemento armato (Figura 1) di lunghezza 500 mm e sezione quadrata di lato 90 mm. I campioni sono armati con una singola barra di armatura ad aderenza migliorata di diametro 14 mm con indice di aderenza pari a 0.079.

Il calcestruzzo è realizzato con cemento di tipo Portland e presenta rapporti in peso fra cemento, sabbia e ghiaia pari a 1.0:2.7:2.3; la dimensione massima dell'aggregato è 12 mm, il rapporto acqua/cemento è pari a 0.4. La resistenza media a compressione misurata su provini cilindrici f_c e la resistenza a trazione media misurata con prova brasiliana f_{ct} sono risultate rispettivamente pari a 25.2 MPa e 2.7 MPa. Il calcestruzzo è stato additivato di cloruro di sodio in proporzione del 3% del peso di cemento in modo da depassivare l'armatura e garantire il processo di corrosione artificiale voluto.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio sono risultate le seguenti: modulo elastico $E_s=202$ GPa, tensione di snervamento $f_y=507$ MPa, tensione ultima $f_t=590$ MPa, deformazione ultima $\epsilon_u=8\%$. Le barre hanno lunghezza pari a circa 800 mm e presentano alle estremità due manicotti disposti coassialmente alla barra stessa e ad essa collegati tramite resina epossidica in modo da isolare elettricamente il provino (Figura 1b). Nella sperimentazione sono stati utilizzati due differenti set di prova. Il primo prevede l'utilizzo di una coppia di tiranti disposti in serie (Figura 1c) ed è stato utilizzato per le prove di carico ciclico; della coppia di tiranti, quello inferiore è stato contemporaneamente soggetto a corrosione accelerata. Il secondo set di prova è costituito da un solo tirante ed è stato utilizzato per le prove statiche con contemporanea presenza di corrosione accelerata.

Ad oggi la sperimentazione, condotta presso il laboratorio 'Franco Levi' del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino utilizzando dispositivi MTS, ha riguardato 12 tiranti secondo la procedura riportata di seguito.

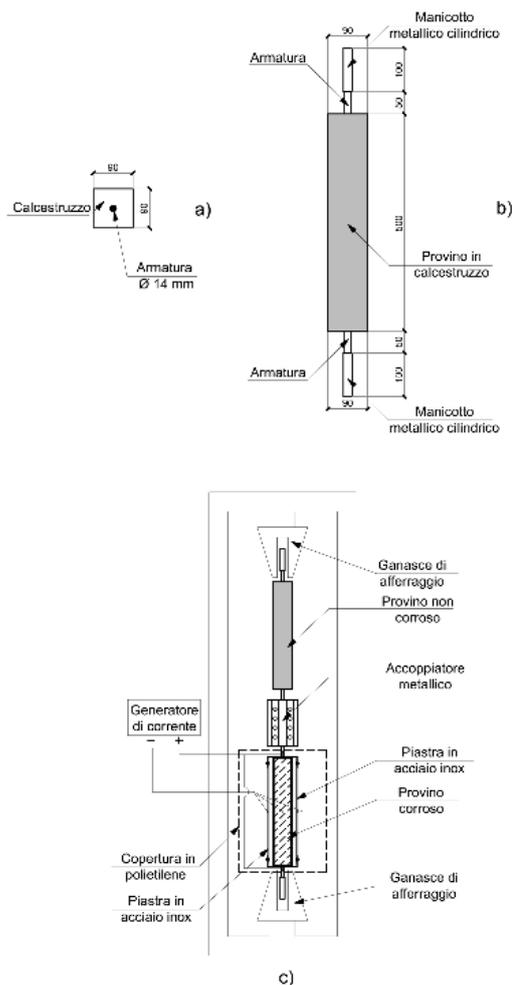


Figura 1. a) sezione trasversale, b) tirante, c) test setup

3. DEFINIZIONE DEL CARICO CICLICO E DESCRIZIONE DEL MECCANISMO CORROSIVO

Il livello massimo di carico da utilizzare nelle prove è stato individuato in modo da indurre nel campione soggetto a corrosione e carico ciclico un'apertura iniziale delle fessure sotto carico a cui i codici normativi fanno riferimento per gli stati limite di esercizio (vedi Tabella 1). La variazione di tensione da indurre nella barra di armatura è stata individuata attraverso un'analisi strutturale di sbalzi di diverse tipologie di impalcati da ponte. In particolare: a) si è preventivamente proceduto al progetto dell'armatura in presenza dei carichi previsti dalla EN 1991.2 [6] ed in accordo alle regole di progetto della EN 1992.2 [7]; b) si è valutata la variazione di tensione nell'armatura dello sbalzo in presenza dei carichi di fatica definiti nella EN 1991.2. La variazione media di tensione nelle armature è risultata essere pari a circa 50 MPa. Conseguentemente nella sperimentazione si sono utilizzati tre livelli di variazione di tensione rispettivamente pari a 50, 70 e 90 MPa. Il carico ciclico è stato applicato con una frequenza di 3 Hz. La corrosione delle barre di armatura è stata ottenuta attraverso un processo elettrochimico. I dettagli della procedura e dei criteri che hanno portato alla scelta della densità di corrente utilizzata nelle prove possono essere trovati in precedenti lavori degli stessi autori [8] e sono basati su considerazioni ormai consolidate nella bibliografia di settore (vedi ad esempio Rodríguez ed altri [9]).

Pertanto è stata utilizzata una densità di corrente elettrica pari a $200\mu\text{A}/\text{cm}^2$; in tal modo si è potuto simulare in 25 giorni di prova circa 27 anni di corrosione naturale in classe di esposizione XC4. Durante tale periodo con la frequenza di applicazione del carico scelta, si sono potuti effettuare a circa $6.5 \cdot 10^6$, che possono rappresentare l'azione di un sostenuto traffico veicolare

4. PROCEDURA DI PROVA

La procedura di prova seguita per i campioni accoppiati si può riassumere in sei passi:

1. applicazione di un carico di trazione progressivamente crescente fino al raggiungimento della condizione di fessurazione stabilizzata per entrambi i tiranti. In tale step è stato individuato il massimo carico (N_{max}) da raggiungere durante la prova di fatica corrispondente al carico in grado di indurre, nel tirante successivamente soggetto a corrosione, la formazione di almeno una fessura di entità (w_{ini}) pari a 0.15, 0.20 e 0.25 mm rispettivamente nelle tre coppie esaminate. I dettagli relativi al tipo di prova e al livello di carico applicato di ogni campione sono riassunti in Tabella 1. I tiranti soggetti a solo carico ciclico sono indicati con FU, quelli soggetti a carico ciclico e corrosione sono indicati con FC; la coppia di cifre che segue indica il massimo carico applicato (espresso in

kN), mentre le ultime due cifre indicano la variazione di tensione (espressa in MPa);

2. scarico tensionale completo della coppia di tiranti;
3. posizionamento delle basi per la misura mediante estensimetro meccanico dell'apertura delle fessure trasversali. Applicazione, per il solo tirante soggetto a corrosione, di quattro estensimetri elettrici (uno per ogni faccia ed in posizione mediana rispetto alla lunghezza del tirante) con base 50 mm per la misurazione delle deformazioni trasversali indotte dalla corrosione. La Figura 2 mostra il numero e la posizione delle fessure provocate dall'applicazione del carico di cui al punto 1;
4. incremento del carico di trazione fino al raggiungimento del valore N_{max} individuato durante il primo ciclo di carico;
5. applicazione del carico sinusoidale con frequenza 3 Hz, e contemporaneo inizio del meccanismo di corrosione del tirante inferiore con l'applicazione della densità di corrente di $200\mu A/cm^2$;
6. lettura giornaliera dell'apertura delle fessure trasversali utilizzando le basi di cui al punto 3 e, per i soli tiranti corrosi, dell'apertura della fessura longitudinale (dal momento in cui questa si manifesta) in vari punti lungo il campione attraverso un fessurimetro ottico. Tutte le letture sono state effettuate al massimo livello di carico N_{max} .

Per i due campioni indicati in Tabella 1 con SC40-00 e SC60-00, il carico è stato mantenuto costante durante la prova, mentre l'armatura è stata corrosa con la procedura elettrochimica.

5. RISULTATI SPERIMENTALI

L'apertura iniziale delle fessure trasversali è funzione della percentuale geometrica di armatura longitudinale, del diametro della barra, del livello di carico e dell'aderenza che si sviluppa fra la barra ed il calcestruzzo che la circonda. Conseguentemente, la sua evoluzione nel tempo può essere messa in relazione con la modifica di questi parametri, in particolare del legame di aderenza dovuta sia all'effetto dei carichi ripetuti che all'ossidazione della barra di armatura e, nel caso dei tiranti soggetti a corrosione, alla diminuzione dell'area della barra stessa.

Come mostrato in [10] la variazione di tali parametri determina maggiori scorrimenti fra i due materiali con conseguente incremento dell'apertura delle fessure. A causa della natura random del fenomeno fessurativo, il numero delle fessure e la loro posizione è risultata diversa da tirante a tirante (Fig. 2). Dato che l'ampiezza della fessura è influenzata dalla distanza fra le stesse, e quindi in ultima analisi dal numero complessivo di fessure su ogni campione, si è scelto di utilizzare la somma delle aperture delle fessure di ciascun tirante. Tale parametro di controllo risulta maggiormente rappresentativo del comportamento strutturale globale e permette di confrontare i risultati ottenuti su campioni differenti, indipendentemente dal numero di fessure che si sono formate.

La Figura 3 sintetizza i risultati ottenuti per le tre coppie di tiranti soggette a differenti valori di N_{max} , ma interessate alla stessa variazione di tensione, e permette di mettere in evidenza l'effetto del carico massimo sull'apertura delle fessure e sulla loro evoluzione nel tempo per effetto del solo carico ciclico (campioni FU) e della contemporanea presenza di corrosione (campioni FC). Nella stessa figura è inoltre indicato il momento in cui la fessurazione longitudinale dovuta alla corrosione si manifesta per la prima volta ed il momento in cui la stessa si sviluppa su tutta la lunghezza del campione.

Per la coppia di tiranti caricata a 33 kN (FC33-50 e FU33-50) non si osserva una sostanziale differenza fra l'incremento

della somma delle aperture delle fessure (Δ_{crack}) fra l'inizio e la fine della prova di carico. Il danneggiamento dovuto all'effetto combinato di carico ciclico e corrosione non appare essere significativamente diverso da quello dovuto al solo carico ciclico.

Per la coppia di tiranti caricata a 44 kN (FC44-50 e FU44-50), per i primi $1.5 \cdot 10^6$ cicli la somma delle aperture delle fessure rimane praticamente invariata per entrambi i campioni. Nei giorni successivi, mentre per il campione FU40-50 non si sono registrati incrementi significativi del parametro di controllo, per il tirante corroso si è misurato ad un costante aumento dello stesso, raggiungendo, a fine prova, un incremento del 56% rispetto al valore iniziale.

Per la coppia di tiranti caricata a 60 kN (FC60-50 e FU60-50) il valore iniziale della somma delle aperture delle fessure nei due campioni è risultato essere praticamente identico. Durante la prova, il campione FU60-50 mostra un debole ma costante incremento dell'apertura delle fessure, raggiungendo un incremento finale pari al 7%. Viceversa, nel campione corroso si registra un improvviso incremento della somma delle aperture delle fessure, in particolare dopo il completo sviluppo della fessura longitudinale, raggiungendo, a fine prova un incremento del 100% rispetto al valore iniziale.

Tirante	Tipo di carico	Corrosione?	N_{max} , [kN]	w_{ini} [mm]	$\Delta\sigma$ [MPa]
FU33-50	Ciclico	No	33	-	50
FU40-50	Ciclico	No	40	-	50
FU60-50	Ciclico	No	60	-	50
FU40-70	Ciclico	No	40	-	70
FU40-90	Ciclico	No	40	-	90
FC33-50	Ciclico	Si	33	0.15	50
FC40-50	Ciclico	Si	40	0.20	50
FC60-50	Ciclico	Si	60	0.25	50
FC40-70	Ciclico	Si	40	0.20	70
FC40-90	Ciclico	Si	40	0.20	90
SC40-00	Statico	Si	40	-	0
SC60-00	Statico	Si	60	-	0

Tabella 1. Tiranti utilizzati nella campagna sperimentale

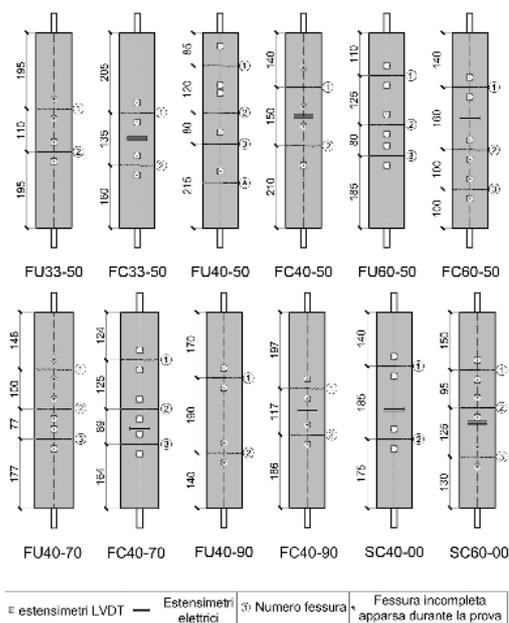


Figura 2. Campioni di prova, posizione delle fessure trasversali, delle basi di misura e degli estensimetri elettrici

In Figura 4 sono riportati i risultati sperimentali delle tre coppie di tiranti caratterizzati dallo stesso N_{max} (40 kN), ma da differenti livelli di variazioni di tensioni. I risultati dei campioni FU40-50 e FC40-50, già proposti nella Figura 3, sono nuovamente riportati a scopo di confronto.

Per la coppia FU40-70/FC40-70, fino a circa $5.0 \cdot 10^6$ cicli (corrispondenti a 18 giorni di corrosione accelerata), il comportamento strutturale risulta essere in linea con la coppia caratterizzata dallo stesso N_{max} , ma con variazione di tensione pari a 50 MPa. Per un numero di cicli superiore si è registrato un significativo incremento della somma delle aperture delle fessure, con un incremento finale, per il campione FC40-70, pari all'84% a fronte di un incremento del 56% misurato per il campione FC40-50.

La coppia caratterizzata da $N_{max} = 40$ kN e variazione di tensione 90 MPa mostra un incremento della somma delle aperture delle fessure pari all'11% per il campione non corrosivo, mentre il campione corrosivo ha manifestato una rottura per fatica all'undicesimo giorno di prova a causa della localizzazione della corrosione in corrispondenza della prima fessura; tale concentrazione ha comportato livelli tensionali

decisamente superiori rispetto a quelli relativi alla situazione iniziale.

Passando ora ai campioni soggetti a carico statico e fatica, per il tirante SC40-00 (Fig. 5) si può osservare che la somma della apertura delle fessure rimane sostanzialmente costante durante la prova, specialmente se confrontata con l'incremento misurato per lo stesso parametro nei campioni con lo stesso carico massimo, ma soggetto a carichi ciclici (FC40-50/78/90). In particolare, il confronto fra i grafici delle Figure 4 e 5 permette di affermare che l'aumento dell'apertura delle fessure è notevolmente incentivata dall'interazione fra il carico ciclico ed il meccanismo corrosivo.

I risultati ottenuti per il campione SC60-00 confermano l'opportunità delle considerazioni precedenti; in particolare, il costante incremento registrato del parametro di controllo è risultato moderatamente superiore a quello mostrato dal campione FU60-50, ma nettamente inferiore a quello del campione FC60-50. I dati ribadiscono quindi che l'accoppiamento fra il danneggiamento meccanico ed il degrado chimico esalta notevolmente e che tale risultato non è riproducibile con prove di solo danneggiamento meccanico o solo danneggiamento chimico.

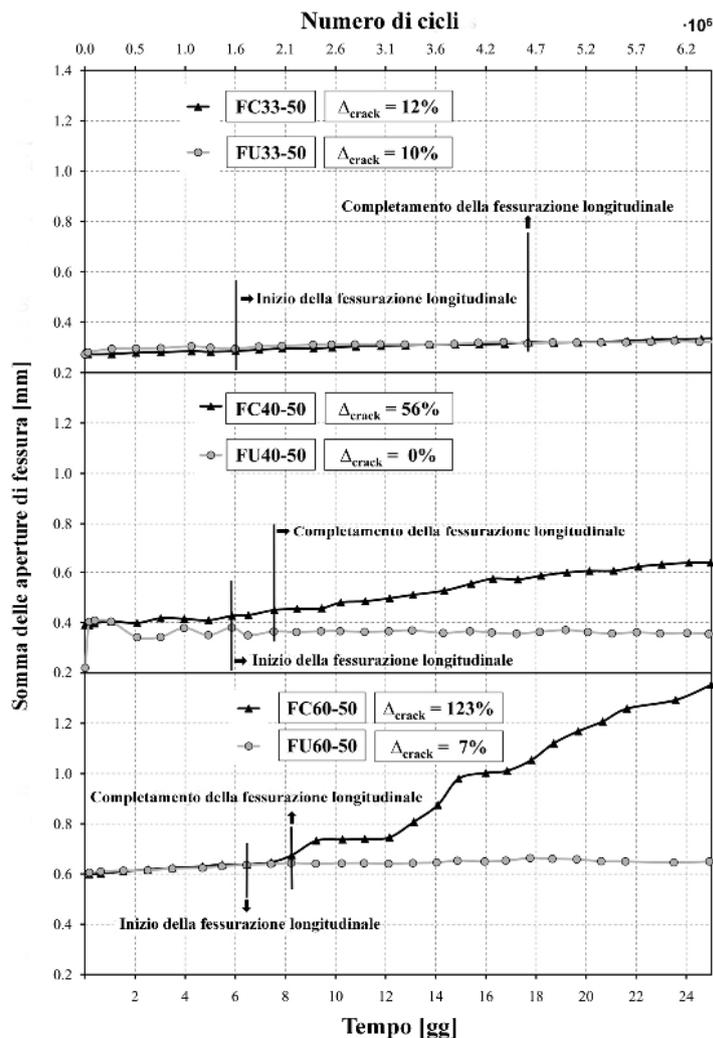


Figura 3. Somma dell'apertura delle fessure trasversali per i tiranti soggetti alla variazione di tensione di 50 MPa.

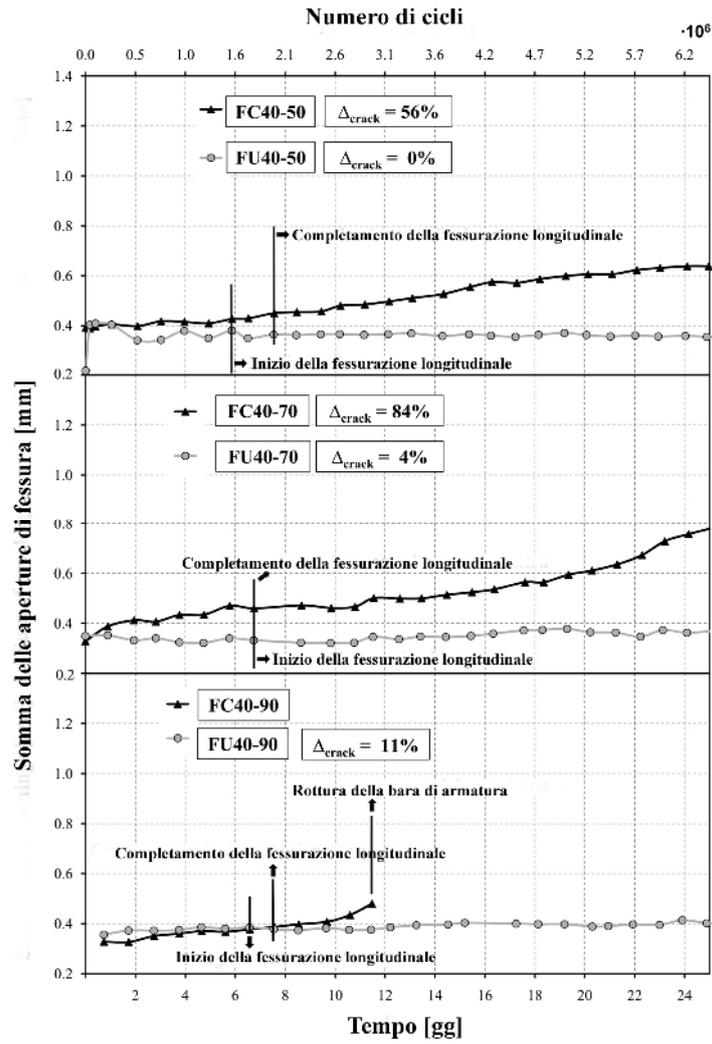


Figura 4. Somma dell'apertura delle fessure trasversali per i tiranti soggetti a $N_{max} = 40$ kN.

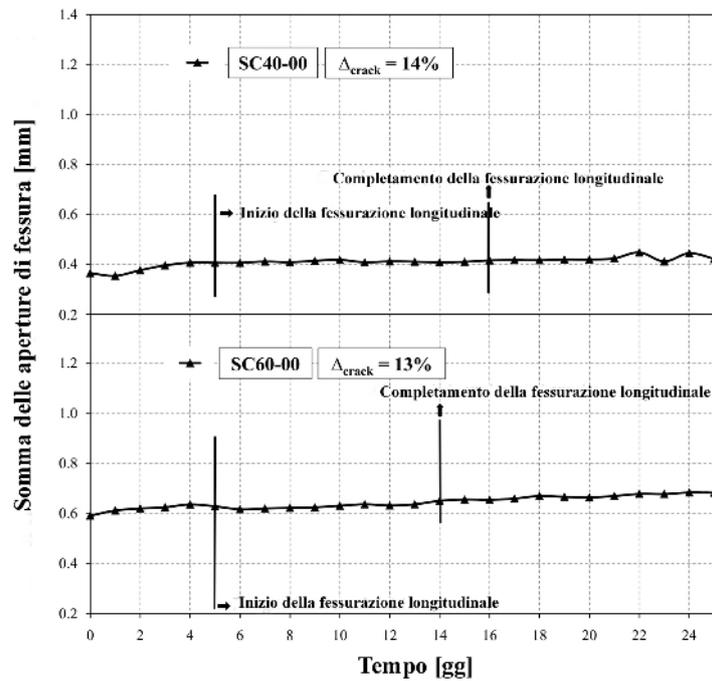


Figura 5. Somma dell'apertura delle fessure trasversali per i tiranti soggetti a carico statico.

Durante le prove, come riportato in precedenza, si è osservato l'innescò e la propagazione delle fessure longitudinali nei tiranti corrosi. Confrontando i tempi intercorsi fra l'inizio ed il completo sviluppo della formazione della fessura longitudinale sui vari campioni, si può osservare che la sua evoluzione è condizionata dal tipo e dall'intensità del carico applicato. Infatti, la presenza di questa discontinuità vicino alla barra muta drasticamente l'azione di confinamento prodotta dal calcestruzzo che circonda la barra stessa, specialmente per elevati livelli tensionali in cui l'aderenza si sviluppa attraverso l'ingranamento meccanico delle nervature della barra con la formazioni di campi di compressione radiali rispetto alla barra stessa e campi di trazione circonferenziali, così come ipotizzato da Tepfers [11].

Come evidenziato dalle Figure precedenti, l'inizio della fessurazione longitudinale dovuta alla formazione ed espansione degli ossidi si manifesta dopo 5-6 giorni di corrosione indipendentemente dal tipo (statico o ciclico) e dall'entità del carico esterno. L'evoluzione di queste aperture di fessura sono state monitorate attraverso letture ottiche in diversi punti lungo lo sviluppo di ciascun tirante dal momento della sua formazione e fino al termine della prova.

Le Figure 6-7-8 riportano l'evoluzione della fessura longitudinale per tutti i campioni corrosi. In particolare la Figura 6 mostra come, già in presenza di carico statico, l'incremento del massimo livello di carico da 40 kN a 60 kN corrisponda ad una diminuzione del tempo (Δ_{tfd}) che intercorre fra la nascita della fessura longitudinale ed il suo completo sviluppo del 18% (da 11 a 9 giorni). Questa riduzione può essere associata alle maggiori tensioni di trazione in direzione longitudinale presenti nel calcestruzzo del campione soggetto al carico massimo di 60 kN, con conseguente diminuzione della capacità portante a trazione in direzione trasversale. Peraltro, in presenza di carico ciclico, si registra un sostanziale cambiamento del comportamento strutturale. Infatti, confrontando il primo grafico della Figura 6 (carico statico di 40 kN) con il primo della Figura 7 (massimo valore del carico ciclico pari a 40 kN e variazione di tensione nella barra pari a 50 MPa) si osserva una notevole riduzione di Δ_{tfd} che passa da 11 a 2 giorni. Inoltre, se la variazione di tensione aumenta ulteriormente raggiungendo i 70 MPa, Δ_{tfd} diventa praticamente nullo, così come evidenziato dal campione FC40-70 (grafico centrale di Figura 7). Per il campione FC40-90 si ha $\Delta_{tfd} = 1$ giorno. In ogni caso, si può ragionevolmente affermare che il valore di Δ_{tfd} sia influenzato dall'effetto combinato delle due cause e quindi non possa essere valutato come semplice somma degli effetti dovuti ai singoli contributi di degrado. Infine, i tre grafici di Figura 8 permettono di esaminare l'effetto della variazione del carico massimo (33, 40 e 60 kN) a parità di variazione di tensione applicata (50 MPa). In particolare si osserva una repentina diminuzione di Δ_{tfd} passando da $N_{max} = 33$ a 40 kN, mentre l'ulteriore incremento da $N_{max} = 40$ a 60 kN non è accompagnato da una ulteriore evidente riduzione dello stesso parametro. Tale differenza può essere spiegata considerando la differente tipologia di aderenza che presumibilmente si sviluppa per bassi livelli di carico (adhesion type) e per alti livelli di carico (interlock type).

Esaminando ora l'ampiezza della fessura longitudinale, si può innanzitutto osservare la dispersione dei valori sperimentali che, come illustrato nelle Figure 6, 7 e 8, aumenta sia all'aumentare del carico massimo che della variazione di tensione. Per quanto riguarda l'entità dell'apertura, le stesse figure illustrano chiaramente che il valore finale è influenzato dal tipo di carico (statico o ciclico), dal livello di carico (33, 40, 60 kN) e dalla variazione di tensione (50, 70, 90 MPa).

In particolare, partendo dai campioni caratterizzati da carico statico (Figura 6), il valor medio dell'apertura della fessura longitudinale a fine prova w_L risulta pari a 0.28 e 0.41

mm rispettivamente per forza nel campione pari a 40 e 60 kN. I tiranti caratterizzati da una variazione di tensioni pari a 50 MPa (Figura 8), hanno valori di w_L pari a 0.16, 0.50 e 0.91 mm per i tre livelli di carico considerati.

Infine, sui tre campioni caratterizzati dal valore massimo del carico pari a 40 kN (Figura 7), si sono registrati valori di w_L rispettivamente pari a 0.20, 0.50 e 0.91 mm per livelli di variazione di tensione via via crescenti (0, 50 e 70 MPa). Questi risultati dimostrano chiaramente che l'apertura delle fessure longitudinali è profondamente influenzata dalla presenza di un'azione meccanica (eventualmente ciclica nel tempo) e non solo dal progredire della corrosione.

6. CONCLUSIONI

La presente memoria espone ed analizza i risultati di una campagna sperimentale sviluppata con il fine di indagare il comportamento strutturale di tiranti in cemento armato soggetti a corrosione e alla contemporanea presenza di azioni di tipo statico o ciclico. Inoltre, a scopo puramente comparativo, la sperimentazione ha anche interessato campioni soggetti a sole azioni cicliche in assenza di corrosione. Durante i tests, per gli elementi in calcestruzzo armato soggetti a corrosione, sono state simulate le condizioni relative alla classe di esposizione ambientale XC4; l'azione meccanica ha riprodotto le condizioni a cui sono normalmente soggetti elementi di strutture secondarie di ponti stradali. L'evoluzione del comportamento struttura è stato controllato monitorando l'apertura delle fessure trasversali dovute al carico applicato, i tempi di innescò e di sviluppo della fessura longitudinale dovuta al progredire della corrosione e la loro ampiezza. Per quanto riguarda le fessure trasversali, i tiranti soggetti alle sole azioni meccaniche hanno mostrato incrementi dell'apertura delle stesse debolmente dipendenti dal massimo livello di carico con andamento crescente praticamente lineare fino al numero di cicli considerato e con un valore di incremento assoluto a fine prova relativamente modesto. Anche nei campioni soggetti a carico statico e corrosione, incremento misurato è risultato ridotto non superando il 15% del valore iniziale. Viceversa, nei tiranti soggetti all'azione combinata di carico ciclico e corrosione, l'incremento dell'apertura della fessura è risultato funzione sia del carico massimo che della variazione di tensione ad esso associata. A parità di variazione di tensione (50 MPa) in corrispondenza dei tre livelli di carico considerato (33, 40 e 60 kN) si sono registrati incrementi rispetto al valore iniziale rispettivamente pari al 12, 56 e 123%. Viceversa, a parità di carico massimo (40 kN), associando una variazione di tensione pari a 50 e 70 MPa, si sono registrati incrementi del 56% e dell'84% rispetto al valore iniziale; l'ulteriore prova effettuata con una variazione di tensione pari a 90 MPa ha determinato una rottura prematura (ed imprevista) del campione di prova per effetto combinato della corrosione e della fatica, pur con variazioni modeste della tensione (almeno se valutate sull'area iniziale). Per quanto concerne la fessura longitudinale si può certamente affermare che la condizione necessaria alla sua formazione è la presenza della corrosione, ma tale fenomeno condiziona esclusivamente i tempi di innescò della stessa, mentre la velocità di sviluppo, e l'ampiezza della stessa sono fortemente dipendenti dalla tipologia e dal livello del carico applicato. La sperimentazione mette chiaramente in luce una evidente interazione in termini di macro-effetti strutturali fra le diverse cause di degrado analizzate, sempre contemporaneamente presenti su alcune tipologie strutturali quali gli impalcati da ponte stradali, sottolineando la necessità di individuare modelli di comportamento e resistenti in grado di tener conto della complessità del fenomeno.

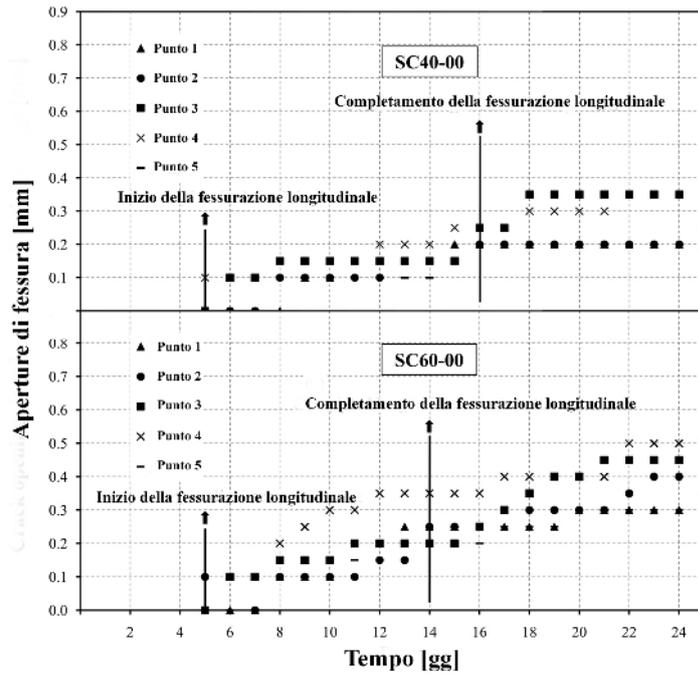


Figura 6. Valore della fessura longitudinale nei tiranti caratterizzati da carico statico e corrosione

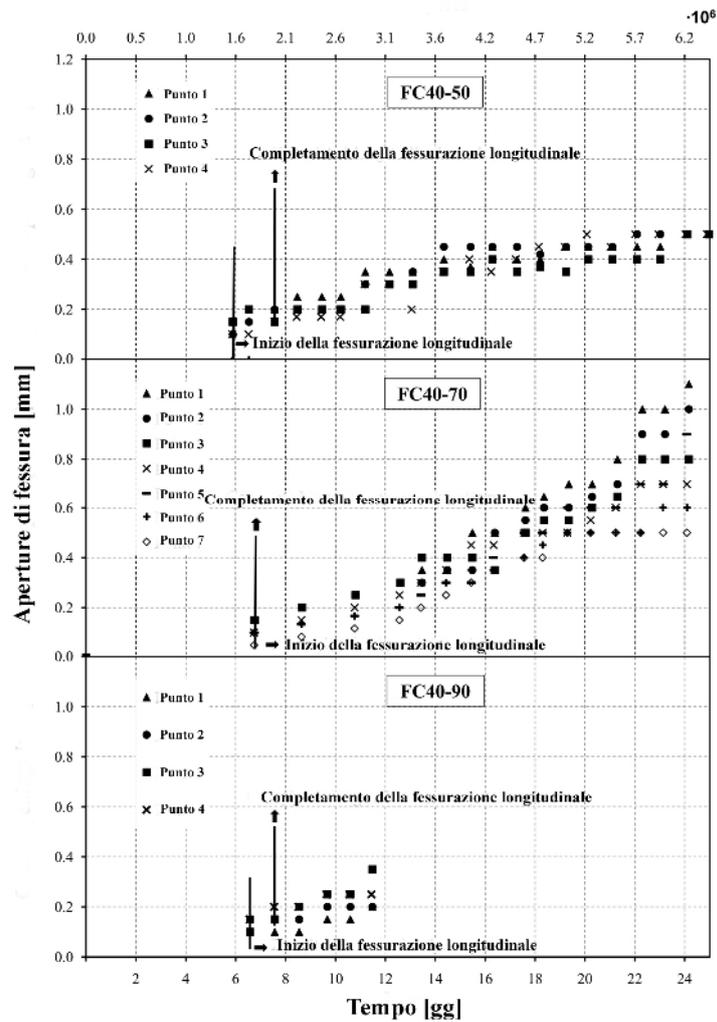


Figura 7. Valore della fessura longitudinale nei tiranti caratterizzati da carico ciclico e corrosione ($N_{max}=40$ kN)

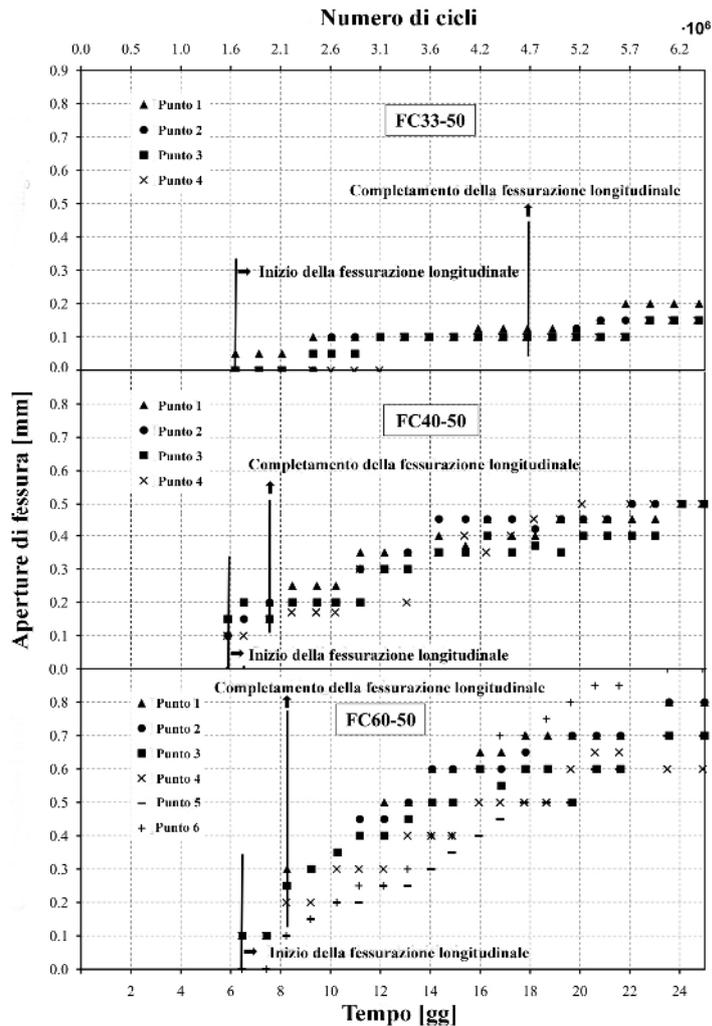


Figura 8. Valore della fessura longitudinale nei tiranti caratterizzati da carico ciclico e corrosione ($\Delta\sigma = 50$ MPa)

BIBLIOGRAFIA

- [1] Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., Diez, J. M., (1996) - *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. International congress Concrete in the Service of Mankind, Conference n. 5 Concrete Repair Rehabilitation and Protection, Dundee, Uk, pp.14.
- [2] Mangat, P. S., Elgarf, M. S., (1999) - *Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement*. ACI Struct J 96(1): 149-158.
- [3] Molina, F. J., Alonso, C., Andrade, C., (1993) - *Cover cracking as a function of rebar corrosion*. Mat Struct 26: 532-548.
- [4] Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., Basunbul, I. A., Rasheeduzzafar, (1990) - *Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members*. ACI Struct J 87(2): 220-231
- [5] Giordano L, Mancini G, Tondolo F, (2007) – *Comportamento strutturale di elementi in calcestruzzo armato soggetti a corrosione*. Giornate AICAP 2007, Salerno, 475-482.
- [6] EN 1991-2, (2005) - *Actions on structures - Traffic loads on bridges*.
- [7] EN 1992-2, (2006) - *Design of concrete structures Part 2: Concrete bridges*
- [8] Giordano L, Mancini G, Tondolo F, (2009) - *Experimental evaluation of corrosion effect on bond between steel and concrete in presence of cyclic action*. Key Eng Materials 417-418: 350-353.
- [9] Rodriguez, J., Ortega, L., Izquierdo, D., Andrade, C. (2006) - *Calculation of structural degradation due to corrosion of reinforcements*. ECF 16, Alexandroupolis, Greece, 3-7 July, 527-536.
- [10] Giordano L, Mancini G, Tondolo F, (2009) - *Numerical interpretation of bond between steel and concrete in presence of corrosion and cyclic action*. Key Eng Materials 417-418:349-352.
- [11] Tepfers R, (1979) - *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*. Mag of Concr Res, 31(106):3-12.

RECENTI SVILUPPI NELLE COSTRUZIONI A SEGMENTI CON SISTEMI DI POST-TENSIONE AVANZATI

Christian Gläser¹, Massimo Frumento²

1 Dywidag-Systems International, Monaco

2 Dywit, Milano

SOMMARIO

Le moderne infrastrutture e la riqualifica di infrastrutture esistenti necessitano di sistemi costruttivi rapidi per ponti di corta e media campata anche per minimizzare le interferenze con il traffico esistente.

L'uso di travi prefabbricate ha dimostrato il proprio potenziale già da molti anni.

L'aumento delle luci e i limiti di trasporto conducono all'utilizzo di travi giuntate e post-tese.

Recenti applicazioni delle travi SegBeam, con un avanzato sistema di post-tensione per calcestruzzo ad alta resistenza, permettono di raggiungere campate sino a 60 m con segmenti non più lunghi di 13 m. Inoltre le travi beneficiano dell'elevata qualità e durabilità del calcestruzzo ad alta resistenza

Il sistema di post-tensione è sviluppato con analisi teoriche e prove di omologazione.

Viene descritto il progetto dei segmenti e la loro adattabilità.

Un test a vera grandezza su trave di 60 m illustra il comportamento statico confrontato con quello di analoga trave monolitica e di una trave in acciaio.

E' dimostrata la piena efficienza degli accoppiamenti.

I risultati sono infine analizzati mediante modello a elementi finiti non lineari.

SUMMARY

Modern infrastructure and refurbishment of existing infrastructure calls for faster on site construction of short and medium span bridges to minimize total construction time or interference with traffic. The use of precast girders has shown its potential in this concern for many years already. Increasing spans of such bridges and limitations in transport lengths lead to a design with post-tensioned concrete (PC) spliced segmental girders. Recent developments of a so called SegBeam⁰ using an enhanced post tensioning system for high strength concrete allow a total span of up to 60 m by using segments of a maximum length of only 13 m. In addition these girders benefit from high precast quality and excellent durability of high strength concrete.

The enhanced post tensioning system is demonstrated based on theoretical analysis and approval tests. The design of the spliced girders is outlined and its free adaption to required length is explained. Based on a full size test of a 60 m girder the performance is illustrated and the static behavior compared to a monolithic fabricated PC or steel made girder. Full efficiency of the splice is demonstrated up to a maximum load exceeding significantly the nominal load of the girder according to design standards. In addition the test results are used for calibration and detailed analysis by non linear finite element models.

1. INTRODUZIONE

Le moderne infrastrutture e la riqualifica di infrastrutture esistenti necessitano di sistemi costruttivi rapidi per ponti di corta e media campata anche per minimizzare le interferenze con il traffico esistente.

L'uso di travi prefabbricate ha dimostrato il proprio potenziale già da molti anni.

L'aumento delle luci e i limiti di trasporto conducono all'utilizzo di travi giuntate e post-tese.

Utilizzando travi a segmenti accoppiati si semplifica il trasporto al cantiere.

Dimensioni ottimali e conseguente riduzione del peso proprio si possono ottenere mediante l'impiego di calcestruzzo ad alta resistenza. I sistemi attuali di post-tensione sono

concepiti per normali calcestruzzi con resistenza massima al tiro di ca.40 N/mm².

Per resistenze più elevate si è reso necessario un adattamento della zona di trasferimento della forza di tesatura.

2. TIPOLOGIA DELLE TRAVI

I più recenti sviluppi del metodo denominato SegBeam⁰ con un sistema di precompressione⁰ adatto a calcestruzzi di elevata resistenza permette campate sino a 60 m con segmenti di lunghezza massima di soli 13 m.

Per i segmenti si utilizza un calcestruzzo di resistenza sino a 70 MPa e per i trasversi sino a 100 MPa.

La fig. 1 rappresenta la sezione trasversale dei conci. L'altezza varia in funzione della campata. Si accoppiano sino a cinque elementi per trave.

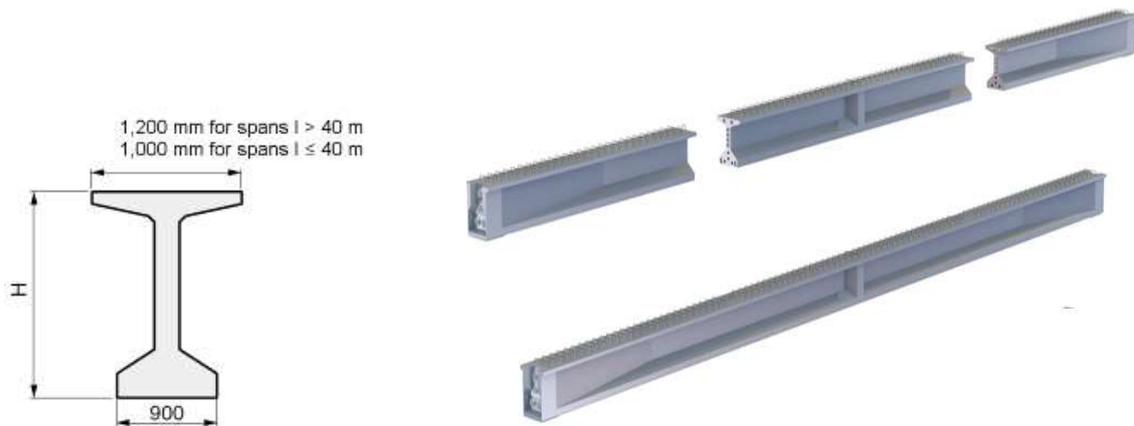


Figura 1: Sezione trasversale dei segmenti e vista della trave assemblata

I segmenti sono prefabbricati in stabilimento. Il calcestruzzo è fornito da società specializzate.

L'assemblaggio dell'armatura inizia dai giunti sagomati e dalle testate dei cavi.

Quindi si assembla la restante armatura lenta (fig. 2 e 3) per una lunghezza sino a 13m.

Durante il getto si utilizzano vibratori interni ed esterni

contemporaneamente.

Non è necessario alcun trattamento particolare.

Dopo il getto i segmenti vengono trasportati in cantiere (fig. 4) ed accoppiati.

La tesatura è effettuata ad una resistenza $f_{cm0,cyl} = 70 \text{ N/mm}^2$ dopo ca. 14 giorni. Infine si esegue il getto in opera della soletta



Figura 2: Armatura lenta della SegBeam



Figura 3: Zona di testata



Figura 4: Trasporto del segmento in cantiere

3. DIMENSIONAMENTO DELLA ZONA DI ANCORAGGIO DEI CAVI

La post-tensione viene applicata con un sistema da 3 a 37 trefoli⁰ successivamente reso aderente alla struttura.

Il sistema è composto da cavi iniettati con guaine metalliche e ancoraggi a superfici multiple.

Gl'interassi degli ancoraggi da 15 e 19 trefoli vanno ottimizzati considerando la maggiore resistenza del calcestruzzo.

Per gli elementi in calcestruzzo è stata progettato un nuovo assemblaggio dell'armatura.

Essendo stata la resistenza statica e a fatica preventivamente verificata tramite varie prove indipendenti dalla concezione della zona di ancoraggio, unicamente la compatibilità del trasferimento del carico deve essere oggetto di accurata indagine.

Date le dimensioni della trave prefabbricata, l'interasse degli ancoraggi è stato contenuto in 340 mm.

Sulla base dell'interasse proposto per gli ancoraggi con calcestruzzo di resistenza $f_{cm0,cyl} = 50$ MPa la scelta del diametro esterno della spirale è stata effettuata considerando il copri-ferro di prova richiesto da ETAG 013⁰ e le dimensioni e il diametro delle staffe aggiuntive intorno alla spirale.

Nel seguito si esaminano due possibili scenari: da un lato si deve valutare se l'armatura proposta (spirale e staffe) risulta sufficiente a confinare il calcestruzzo (creando le condizioni per uno stato triassiale).

Dall'altro, sulla base di progetti di ricerca condotti presso la Technische Universität München (TUM, Monaco, Germania) si

è assunta una distribuzione teorica delle tensioni nell'area di ancoraggio per poter calcolare l'armatura necessaria a fronteggiare le tensioni trasversali⁰.

L'armatura necessaria per garantire condizioni di tensione triassiale sotto un carico P può essere calcolata come descritto nel CEB Model Code 90⁰.

Inoltre la compressione σ_c all'interno della spirale è stata calcolata secondo (1):

$$\sigma_c = \frac{P \cdot v_{max}}{\frac{\varnothing_{hel}^2 - \varnothing_{Trumpet}^2}{4} \cdot \pi} \quad (1)$$

I calcoli sono basati assumendo un carico longitudinale generante tensioni trasversali.

Queste tensioni influenzano la compressione all'interno della spirale.

Per determinare le tensioni trasversali, sulla base di distribuzioni delle deformazioni sviluppate sperimentalmente, (considerando particolarmente il fattore di concentrazione del carico a/a_1), si è utilizzato il valore massimo del rapporto tra tensioni longitudinali e trasversali v_{max} .

Il diametro della spirale necessario per creare lo stato di tensione triassiale per un carico pari a 110% del carico caratteristico del cavo F_{pk} può essere calcolato⁰ coll'espressione 2:

$$d_{s,hel} = \sqrt{(1,1 \cdot F_{pk} - A_{1,netto} \cdot f_{cm,cyl}) \cdot v_{max} \cdot 8 \cdot pitch \cdot \frac{\varnothing_{hel}}{(\varnothing_{hel}^2 - \varnothing_{Trumpet}^2) \cdot \pi^2 \cdot \sigma_{s,hel}}} \quad (2)$$

In funzione del rapporto massimo delle tensioni longitudinali e trasversali v_{max} è stato possibile determinare la distribuzione delle deformazioni per tutte le tre aree di trasferimento del carico di entrambi gli ancoraggi a superfici multiple (fig. 5). Si ottennero, quindi, tre curve di deformazione per ogni ancoraggio e, per sovrapposizione, la distribuzione delle deformazioni. Nota la spirale di frettaggio (ai fini del calcolo assimilata ad un tubo di pari capacità e lunghezza) è possibile calcolare la porzione di tensione trasversale da essa assorbita.

Calcolata la porzione restante delle tensioni trasversali $v_{z,w}$ e la tensione longitudinali σ_{long} si ottiene il carico da affidare alle staffe. Con questo carico se ne determinano dimensioni e passo nella zona di ancoraggio.

4. PROVE SPERIMENTALI DELLE ZONE DI ANCORAGGIO DEI CAVI

Dopo l'analisi numerica la trasmissione del carico è stata verificata mediante prove di laboratorio su cavi da 15 e 19 trefoli. I complessi di ancoraggio sono stati gettati completi di tutti i componenti dell'ancoraggio e della guaina.

Appositi raccordi collegano il fusto di ancoraggio alla guaina.

Spirale e staffe sono state dimensionate mediante i calcoli precedentemente illustrati. Secondo ETAG 013⁰ i saggi di prova sono prismi in calcestruzzo soggetti a compressione assiale. La sezione trasversale $A_c = a \cdot b$ corrisponde alla minima sezione compressa assialmente per il particolare cavo e classe di resistenza del calcestruzzo della struttura.

Dalle misure di riferimento a e b, si ottengono l'interasse minimo degli ancoraggi e le minime distanze dai bordi della struttura secondo regole scientificamente fondate.

L'altezza h dei saggi è almeno due volte il maggiore dei lati a o b.

Dopo il getto i saggi furono scasserati dopo un giorno e mantenuti in atmosfera controllata sino alla prova.

Raggiunta la resistenza di 50 MPa i saggi sono stati posizionati su macchina di prova tarata presso la Technische Universität München (TUM, Monaco, Germania).

Il carico è stato applicato secondo lo schema illustrato in Figura 6.

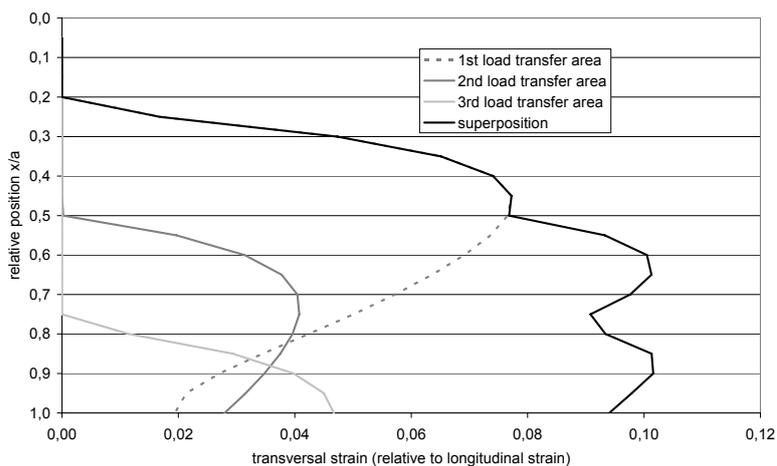


Figura 5: Distribuzione assunta per le deformazioni trasversali per un cavo con 19 trefoli

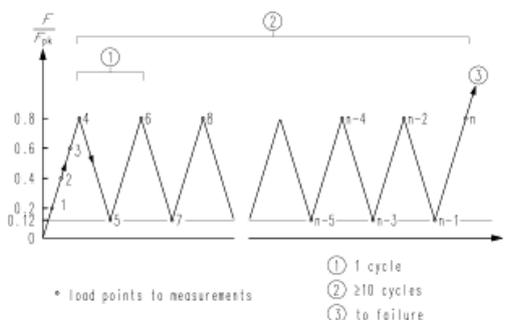


Figura 6: Schema di carico per il load transfer test

I carichi caratteristici erano $F_{pk,15}=4185$ kN per il cavo a 15 trefoli e $F_{pk,19}=5301$ kN per quello a 19.

I requisiti previsti da ETAG 013 per l'apertura delle fessure e la stabilizzazione delle deformazioni durante il ciclo di carico sono stati raggiunti. Il carico massimo superò il richiesto valore di $1.1 F_{pk}$ in tutte le prove.

5. PROVA DELLA TRAVE

Al fine di verificare il comportamento statico delle travi è stato eseguito una prova di carico su una trave SegBeam di luce 60 m presso la Myungji University Hybrid Structural Research Center (Corea).

La trave era composta da 5 segmenti (fig. 7).

La superficie dei giunti era trattata con resina epossidica prima dell'assemblaggio.

Poi i cavi vennero tesi e la soletta gettata. Il carico venne applicato mediante due martinetti idraulici da 10000 kN ciascuno posti in mezzaria (fig. 8). In fig. 7 è rappresentato lo schema di carico.

Le prime fessure sono state osservate a 1400 kN.

Il rilevamento delle fessure è stato effettuato ogni 200 kN.

Tutte le ampiezze delle fessure rilevate aumentarono lentamente.

La fig.10 illustra la giacitura delle fessure al carico di 3000 kN.

Durante la prova sono stati misurati i carichi e le deformazioni in mezzaria (fig. 11).

E' dimostrata la piena efficienza delle giunzioni sino al carico massimo che risultò significativamente eccedente il carico di fessurazione come pure il carico nominale della trave secondo i criteri usuali di dimensionamento.

Il comportamento statico risulta simile a quello di una trave monolitica in c.a.p. oppure metallica.

Si è inoltre osservato che la trave a segmenti presenta un comportamento stabile sotto carichi statici.

In corrispondenza del giunto non è stato osservata alcuna fessurazione irregolare (fig. 12).

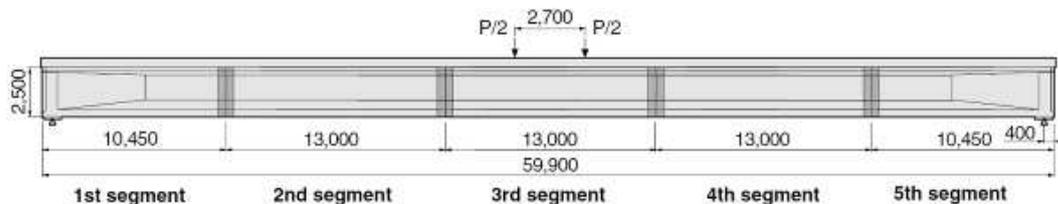


Figura 7: Schema di carico della trave



Figura 8: Prova di carico



Figura 9: Rilevamento delle fessure



Figura 10: Distribuzione delle fessure a 3000 kN

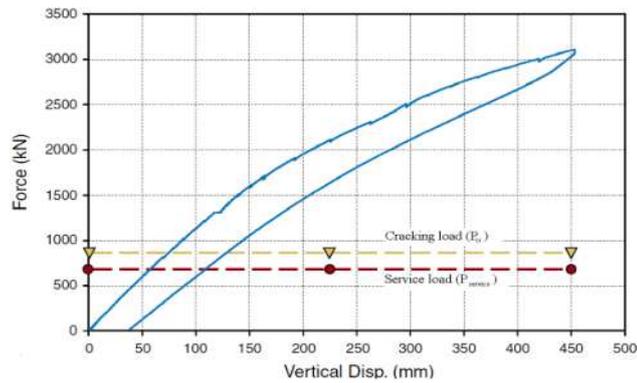


Figura 11: Diagramma carico-deformazione della trave



Figura 12: Fessure in corrispondenza del giunto

6. SIMULAZIONE NUMERICA E CONFRONTO CON I RISULTATI DELLE PROVE

È stata eseguita una simulazione numerica della prova full scale.

Si è fatto uso del programma ATENA, concepito per l'analisi strutturale non lineare agli elementi finiti, che offre strumenti specialmente progettati per la simulazione computerizzata del comportamento strutturale del calcestruzzo e del cemento armato.

Per questa simulazione è stata modellata la metà della trave.

Nei primi dieci step di calcolo la trave è stata sollecitata dal peso proprio, poi è stato applicato il peso della soletta.

Negli step successivi si induce una deformazione definita alla trave con interazione della soletta.

La figura 13 mostra alcuni risultati della post-tensione in prossimità degli ancoraggi.

La distribuzione delle fessure del modello numerico è riportata alla figura 14.

La distribuzione delle fessure dimostra che i risultati della simulazione numerica corrispondono molto bene ai risultati della prova.

La deformazione ed il carico ultimo (fig.15) risultano quasi identici a quelli ottenuti dalla prova a grandezza naturale.

Con questo modello numerico si può ora simulare il comportamento della trave sotto carichi mobili e introdurre diverse dimensioni geometriche della trave stessa.

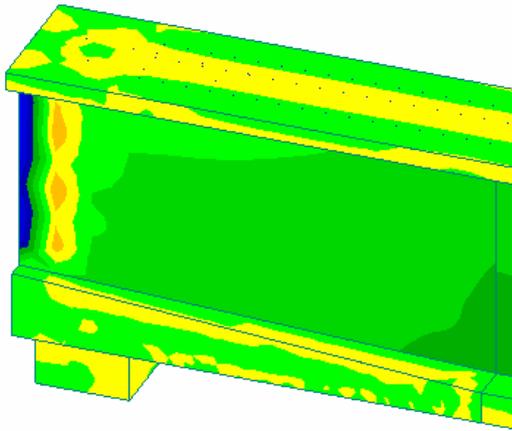


Figura 13: Deformazione della testata dopo la tesatura

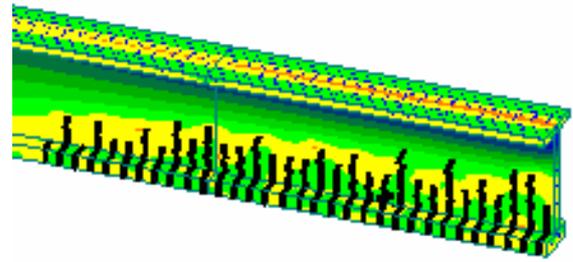


Figura 14: Distribuzione delle fessure nella simulazione numerica

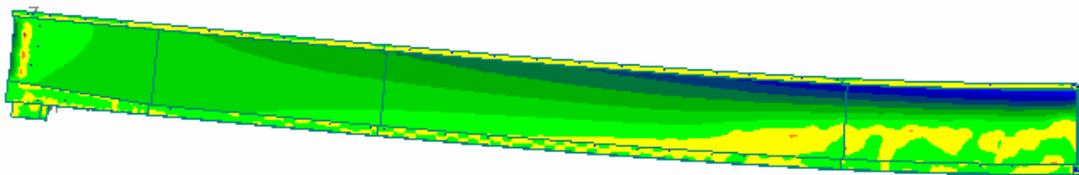


Figura 15: Distribuzione delle fessure nella simulazione numerica

7. PROGETTI

In Corea sono già stati completati due progetti con lunghezze delle travi di 25 e 26 m (fig. 16).

In seguito al positivo risultato di queste prime applicazioni, sono previsti numerosi futuri impieghi del metodo descritto incluso un viadotto autostradale ad otto campate per una lunghezza totale di 408 m.

Nella maggior parte dei progetti previsti le travi a segmenti

erano in competizione con travi in acciaio.

I principali vantaggi del metodo risultano:

- Nessuna area di prefabbricazione
- Durabilità
- Competitività economica nella costruzione di ponti
- Maggiori campate a parità di altezza nei confronti delle usuali travi in acciaio



Figura 16: Posa delle travi dell'Amsa Bridge

8. CONCLUSIONE

Le travi a segmenti precomprese costituiscono un sistema costruttivo competitivo nella costruzione di ponti.

Il loro sviluppo costituisce un esempio di fruttifera cooperazione intercontinentale tra una industria di prefabbricati coreana, con larga esperienza di progettazione ed esecuzione ed una società specialista nella tecnologia della post-tensione, dotata di sistemi avanzati e servizi di consulenza e laboratori in Germania e Corea.

Il sistema costruttivo è stato provato in laboratorio per una lunghezza massima di 60 m.

E' risultato che le travi a segmenti presentano un comportamento stabile sotto carichi statici.

I risultati della prova sono stati confrontati con quelli di un modello numerico utilizzabile per la verifica di travi di luce inferiore.

REFERENZE

- [1] Brochure of ICT on Segmental Beam Structure "Seg-Beam", Seoul, 2009.
- [2] ETAG 013, June 2002 Edition: "Guideline for European Technical Approvals of Post-tensioning Kits for Pre-stressing of Structures", European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Bruxelles.
- [3] European Technical Approval ETA 06/0022 dated 2006/01/11 on "DYWIDAG Bonded Post-Tensioning System for 3 to 37 strands (140 and 150 mm²), EOTA, Bruxelles.
- [4] Gläser, Ch.: Load transfer of prestressing load to the concrete considering the arrangement of anchorage components. PhD - Thesis at TU München, 2007.
- [5] CEB (Comité Euro-International du Béton): CEB-FIP Model Code 1990, *Bulletin d'Information*, No. 213/214, Losanna, May 1993.

RADDOPPIO ED AMPLIAMENTO DI PONTI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO: IL FLY OVER AVENUE DE LA REPUBLIQUE – RUE D’ITALIE A TUNISI

Paola Rita Marcantonio¹, Gaetano Usai², Marco Petrangeli³

1 Dottorando Facoltà di Architettura Università “G. D’Annunzio” Pescara

2 Direttore Tecnico INTEGRA Srl, Roma

3 Professore Facoltà di Architettura Università “G. D’Annunzio” Pescara

SOMMARIO

Nell’articolo sono presentati gli interventi di raddoppio e ampliamento effettuati dagli scriventi sulla tangenziale interna di Tunisi che passa tra il centro città ed il porto, costituita da 2 viadotti affiancati, realizzati con solettoni continui in c.a.p.. Nonostante questa infrastruttura sia stata costruita negli anni ’90, a distanza di meno di due decenni la stessa non era più adeguata a fronteggiare il forte incremento di traffico veicolare registratosi negli ultimi anni. Nella prima parte dell’articolo viene illustrata la progettazione e la costruzione dei nuovi viadotti necessari al raddoppio della piattaforma stradale, mentre nella seconda parte vengono descritti i due interventi effettuati sui viadotti esistenti; ovvero l’allungamento dell’ultimo tratto dell’originaria carreggiata Nord e l’unione degli impalcati, mediante l’interposizione di un giunto longitudinale. In alternativa all’utilizzo di questo giunto viene discussa una soluzione di incollaggio delle due strutture mediante la realizzazione di un concio di calcestruzzo armato gettato in opera.

SUMMARY

The paper discuss the design and construction of two new viaducts required to double the capacity of an existing urban highway in Tunis, a city extension of Trans-African Highway 1, coming from Algeria and continuing towards the Libyan border along the Tunisian south-eastern coast. The highway cut through Tunis running a couple of hundred metres from the city centre on two post-tensioned viaducts, each made of several continuous girders of 6 to 7 span 22m each. The decks are full post-tensioned concrete slab 80 cm thick, 9 m wide each way. The first part of paper deals the project and the construction of the new viaduct (OA2), 1200m long. The deck is a full post-tensioned concrete slab, carrying 4 lanes on an overall platform width of 16m. The second part of paper deals with two interventions on the existing viaducts: the demolition and reconstruction of a segment of it and the analyses and interventions carried out to joining the two old decks so as to obtain a single 4 lane carriageway. The structural effects caused by joining the two decks with a cast in situ reinforced concrete strip are analyzed and the more conservative solution, finally implemented with a longitudinal expansion joint is discussed.

1. INTRODUZIONE

Tunisi, come molte città magrebine, sono in questi ultimi anni soggette ad un forte sviluppo infrastrutturale. Tale sviluppo in alcuni richiede la realizzazione di nuove opere, in altri si rende necessario il potenziamento di quelle realizzate durante gli anni della prima industrializzazione (’80 e ’90).

In Tunisia l’asse autostradale più importante, la Trans-African Highway 1, segue la costa mediterranea collegando i vari centri che vi si affacciano, da Tunisi ad Hammamet e proseguendo verso la Libia. A Tunisi il passaggio dell’autostrada avviene tra la città stessa e la costa. Ciò ha reso necessario, negli anni ’90, in corrispondenza del centro della città, il sollevamento dell’asse viario in un lungo fly-over tale da permettere la permeabilità richiesta verso il porto e i gli eleganti quartieri posti sulla costa (La Goulette, Bous Said, Cartagine). Tale fly over era costituito da due lunghi solettoni precom-

pressi a sezione piena poggianti su pile a setto. Ciascun solettone ospitava una carreggiata da due corsie senza banchina. Il progetto di potenziamento di questa infrastruttura prevedeva il raddoppio della sezione mediante la realizzazione di un nuovo fly-over a 4 corsie da affiancare a quelli esistenti; questi ultimi dovevano quindi essere uniti per la realizzazione di un’unica piattaforma stradale di 4 corsie a servizio dell’altro senso di marcia.

Dato che gli impalcati dei viadotti esistenti non erano della stessa lunghezza ovvero non iniziavano alla stessa progressiva, si è reso necessario la demolizione di 120 metri di una delle rampe dei due viadotti e quindi il prolungamento dello stesso in affiancamento all’altro per un tratto di 400m circa.

Nel presente articolo saranno descritte le scelte progettuali legate alla realizzazione, ormai conclusa, dei tratti di nuova costruzione, e le scelte e le analisi condotte per garantire l’unione degli impalcati dei viadotti esistenti.



Figura 1 – Veduta del fly-over appena terminata la costruzione dell'OA2

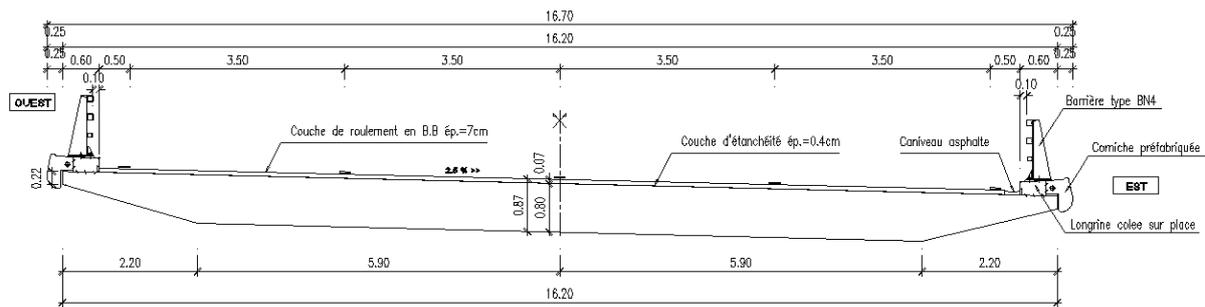


Figura 2 – Sezione della soletta piena dell'OA2

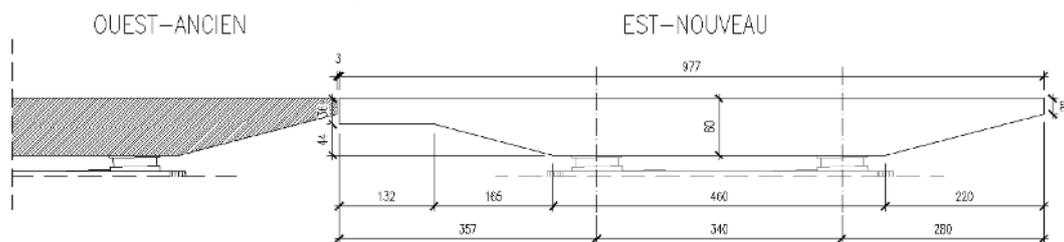


Figura 3 – Sezione della soletta piena dell'OA1

2. I TRATTI DI NUOVA REALIZZAZIONE

Nei tratti di nuova realizzazione le opere da realizzare erano due viadotti, in c.a.p. denominati OA1 e OA2: l'opera principale, l'OA2, è un viadotto composto da 6 tratti continui di 6/7 campate di luce di pari a 22m circa per una lunghezza complessiva di 1200m, che, con i suoi 16m di larghezza, costituisce il raddoppio del fly-over esistente. L'OA1, invece, costituisce il prolungamento di uno dei viadotti esistenti, ed è composto da 3 tratti continui di 6/7 campate di luci pari a quelle dell'OA2, con un impalcato di larghezza pari circa a 9 metri.

2.1 Il progetto esecutivo

In fase di progettazione esecutiva, le difficoltà principali sono state relative alla precompressione. Il progetto a base di gara prevedeva una realizzazione delle opere in avanzamento gettando una o più campate per volta secondo lo schema utilizzato per la realizzazione dei viadotti esistenti da imprese italiane che, al tempo, utilizzarono una centina auto varante. In questo schema, i cavi di precompressione sono continui lungo tutta l'opera ma vengono ripresi con accoppiatori per ogni nuova campata gettata sino all'ancoraggio finale posto in corrispondenza dei giunti (ogni 6/7 campate).

La realizzazione delle nuove opere non prevedeva però, da

parte dell'impresa aggiudicataria, l'utilizzo di centina autovarante in quanto un impalcato era troppo largo e l'altro troppo breve per giustificare l'impiego di queste macchine. In ogni caso, il getto in avanzamento avrebbe incontrato degli ostacoli dovuti alla necessità di espropriare ed abbattere alcuni casseggiati densamente abitati al momento dell'inizio della costruzione. Pertanto la realizzazione del tratto di viadotti in corrispondenza di queste palazzine è stato posticipato.

Visto la modesta altezza da terra, l'impresa costruttrice, la Chabanne et Cia, ha scelto di gettare i solettoni su casseri sorretti dal basso. Ciò ha reso possibile la realizzazione di ciascun tratto continuo (6 per l'OA2 e 3 per l'OA1) in un'unica soluzione secondo una fasizzazione flessibile, anche in funzione degli espropri di cui sopra e delle esigenze di gestione del traffico. Con questo metodo costruttivo, il progetto originale della precompressione non era più fattibile dato che i tratti continui, lunghi anche 150 metri, erano distanziati tra loro di soli 10cm (larghezza del giunto) e pertanto, anche accettando delle perdite per attrito molto elevate, comunque non vi sarebbe stato lo spazio sufficiente per poter tirare i cavi da entrambe le estremità.

La precompressione è stata pertanto studiata in modo tale che, anche gettando la travata in un'unica fase, i cavi potessero essere installati e tesati sia dalle testate eventualmente libere sia da scassi ricavati all'estradosso dell'impalcato; in questo modo posizione e andamento dei cavi è stato ottimizzato in funzione delle esigenze strutturali.



Figura 4 – Il viadotto OA2 in fase di costruzione



Figura 5 – Il viadotto OA2 in fase di completamento

L'impresa disponeva di una quantità di casseri e puntelli tale da permettere di accelerare le fasi di costruzioni dei tratti continui dei viadotti, realizzando le due opere in tempi relativamente contenuti. L'opera principale (OA2), infatti, è stata costruita e aperta al pubblico in circa 12 mesi.



Figura 6 – Posa in opera dell'armatura lenta e delle guaine della precompressione nell'impalcato dell'OA1

Con il traffico spostato sulla nuova opera, sono seguiti quindi i lavori di demolizione della rampa di uno dei viadotti esistenti. Tale demolizione è stata effettuata segnando l'impalcato esistente in fette da 2 metri circa e quindi rimuovendo le stesse per portarle a demolizione fuori dal centro cittadino.

La precompressione degli impalcati è stata effettuata senza incontrare particolari problemi. Le lunghezze di insilaggio e le deviazioni complessive dei trefoli sono state infatti contenute proprio per facilitarne l'infilaggio. Come sempre in questi casi, l'attenzione principale in fase di esecuzione deve essere dedicata alla minimizzazione delle deviazioni non intenzionali delle guaine di precompressione durante la loro posa in opera. Manodopera e direzione lavori non specializzata tendono infatti a sottostimare gli effetti negativi di queste deviazioni.

Un altro problema che si deve evitare è la eccessiva concentrazione di forze di precompressione agli ancoraggi dove possono verificarsi cedimenti o plasticizzazioni localizzate. Non potendo contare su di un calcestruzzo di buona qualità e considerando che le imprese tendono sempre ad accelerare sui tempi di tesatura, il progetto ha previsto che nelle zone di ancoraggio fosse presente un'adeguata armatura di frettaggio ed inoltre si è scelto di posizionare i cavi della precompressione così da evitare concentrazioni elevate di sforzi agli ancoraggi.



Figura 7 – Cedimento localizzato della zona di ancoraggio trefoli

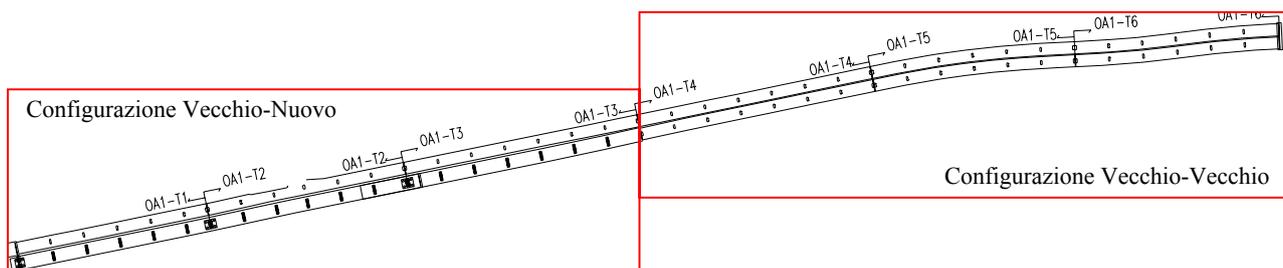


Figura 8 – Planimetria viadotti esistenti – Individuazione configurazioni di incollaggio previste

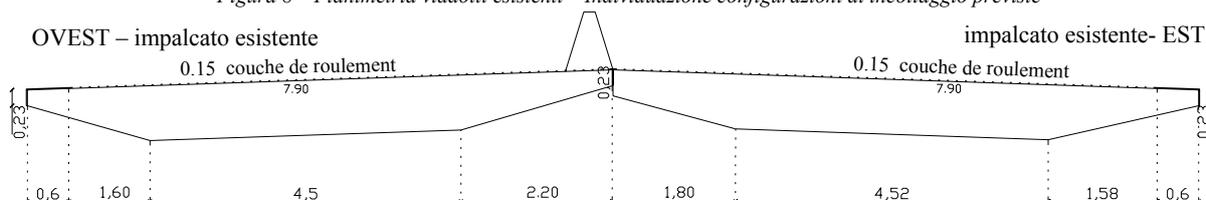


Figura 9 – Configurazione geometrica studiata (solidarizzazione “vecchio-vecchio”)

3. INCOLLAGGIO IMPALCATI ESISTENTI

La nuova piattaforma stradale, che costituirà la carreggiata in direzione Sud, sarà realizzata unendo gli impalcati esistenti più il prolungamento realizzato (OA1). La proposta scelta dagli scriventi prevedeva la solidarizzazione dei due solettoni mediante un elemento in cemento armato gettato in opera. Rispetto a soluzioni convenzionali, quale la posa in opera di un giunto longitudinale, rappresenterebbe una soluzione molto più efficace in termini di prestazioni a lungo termine in quanto si eviterebbero le operazioni di manutenzione ordinaria e il problema del percolamento delle acque. Il cliente non ha però ritenuto di voler sperimentare questa soluzione e le due opere sono state solidarizzate mediante un giunto longitudinale, la cui installazione è documentata nella sequenza fotografica di Fig. 20.

Vengono però in questa sede presentati i risultati delle analisi condotte per lo studio di incollaggio dei due viadotti. In questi analisi sono confrontate, per le medesime condizioni di carico in esercizio, le sollecitazioni nel singolo impalcato e negli impalcati solidarizzati. Come si vedrà, l'operazione di incollaggio modifica sensibilmente la risposta strutturale, soprattutto in direzione trasversale. Con riferimento alla sezione in corrispondenza degli appoggi è come se l'impalcato passasse da uno schema statico di trave in semplice appoggio con due sbalzi laterali ad un trave continua su 4 appoggi.

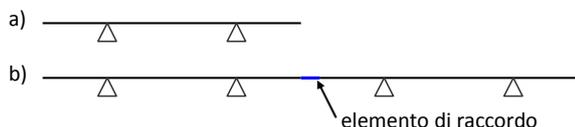


Figura 10 – Schema statico a) impalcato singolo b) impalcati solidarizzati

I due impalcati esistenti e il prolungamento costruito (OA1) si distanziano da un minimo di 5 cm ad un massimo di 80cm; ciò ha reso necessario studiare gli effetti della solidarizzazione per diverse configurazioni geometriche. Dato inoltre che la parte terminale di uno dei viadotti esistenti è stata demolita e ricostruita è sorta la necessità di differenziare le ana-

lisi tra quelle relative all'incollaggio “vecchio-vecchio”, dove non si è tenuto conto dei fenomeni lenti, in quanto ampiamente esauriti, da quelle relative all'incollaggio “vecchio-nuovo” tra l'impalcato esistente e quello nuovo, dove è necessario tenere conto dei fenomeni lenti che si sviluppano nel nuovo impalcato dell'OA1, non ancora esauriti al momento dell'incollaggio. Per quanto riguarda i carichi adottati, non essendoci variazioni dei pesi propri tra la configurazione iniziale e quella post incollaggio, sono stati analizzati in particolare gli effetti dovuti ai carichi accidentali e ai fenomeni lenti quando necessario. Tali carichi sono stati calcolati in riferimento alla normativa vigente in Tunisia [1] – [2] – [3].

I risultati dimostrano che l'incollaggio porta ovviamente ad una riduzione delle sollecitazioni massime nei due impalcati per via di una maggiore redistribuzione dei carichi accidentali tra gli stessi. Non mancano alcuni aspetti interessanti legati al comportamento a piastra, soprattutto in direzione trasversale, dei due solettoni dove l'incollaggio provoca chiaramente un aumento delle sollecitazioni in direzione trasversale sebbene le stesse restino relativamente contenute e globalmente benefiche rispetto alla capacità portante delle opere.

3.1 Solidarizzazione “Vecchio-Vecchio”

In questa configurazione di collaggio, gli impalcati sono risalenti alla stessa epoca di costruzione, pertanto posso considerarsi esauriti gli effetti dovuti ai fenomeni lenti. Gli unici carichi che variano tra la configurazione iniziale (impalcato singolo) e quella finale (impalcato incollati) sono i pesi propri (siccurvia centrale, che viene eliminata, e una porzione di manto stradale) e i carichi accidentali. Per quest'ultimi, sono state ipotizzate le condizioni più sfavorevoli, considerando pertanto il carico con la massima eccentricità. È da sottolineare come la norma preveda una riduzione del carico accidentale all'aumentare del numero di corsie. Infatti il carico posizionato sull'impalcato solidarizzato (4 corsie di riferimento) è inferiore al doppio di quello da posizionare sull'impalcato singolo (2 corsie di riferimento). Onde rendere i risultati comparabili si è preso invece un carico esattamente uguale per le due configurazioni.

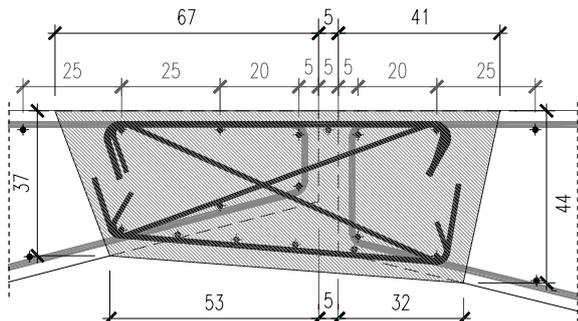


Figura 11 – Elemento gettato in opera ipotizzato per la solidarizzazione degli impalcati (configurazione “vecchio-vecchio”)

I risultati ottenuti dimostrano che l’operazione di collaggio comporta un miglioramento del comportamento globale della struttura. Si ha, infatti, una benefica riduzione degli effetti torcenti indotti dai carichi eccentrici. Ciò porta ad una riduzione delle tensioni principali di trazione nella configurazione finale (impalcato collati) rispetto a quella iniziale (impalcato singolo).

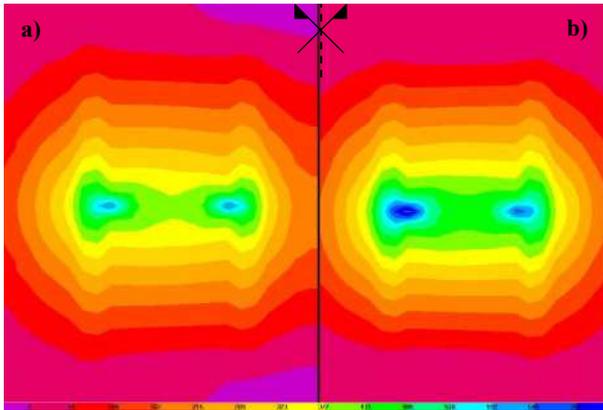


Figura 12 – Confronto delle tensioni principali di trazione della sezione di testa pila; a)impalcato solidarizzati b)impalcato singolo

In direzione trasversale si ha una redistribuzione delle sollecitazioni che comporta:

- una diminuzione delle sollecitazioni flettenti e di taglio nella sezione in testa pila
- un aumento di suddette sollecitazioni nella sezione di mezzeria.

L’aumento che si ottiene nella sezione di mezzeria può essere considerato trascurabile, in quanto non si hanno aumenti considerevoli in termini di tensione nelle armature.

Il miglioramento nel comportamento strutturale è riconducibile al fatto che gli impalcato solidarizzati diventano più stabili, si riducono gli effetti torcenti sotto condizioni di carico eccentrico e si ottiene quindi una generale riduzione delle tensioni principali di trazione che sono quelle che comandano le verifiche allo SLE delle opere in precompresso. Le verifiche SLU non possono ovviamente che beneficiare dall’aumento della iperstaticità dell’opera.

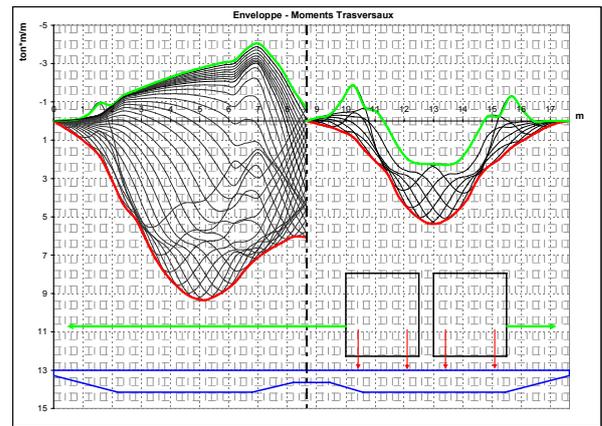


Figura 13 – Involuppo dei momenti trasversali sulla sezione di campata; a)impalcato solidarizzati b)impalcato singolo

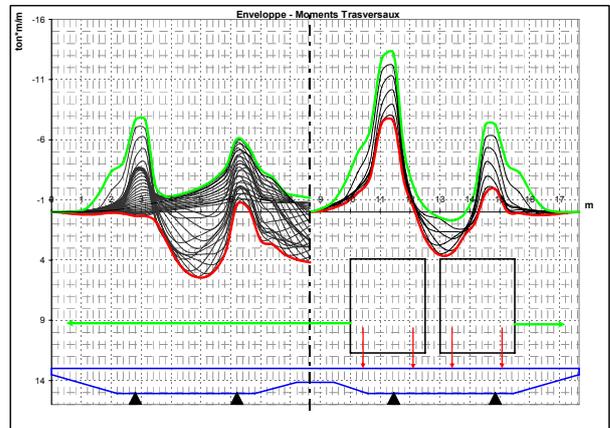


Figura 14 – Involuppo dei momenti trasversali sulla sezione di testa pila; a)impalcato solidarizzati b)impalcato singolo

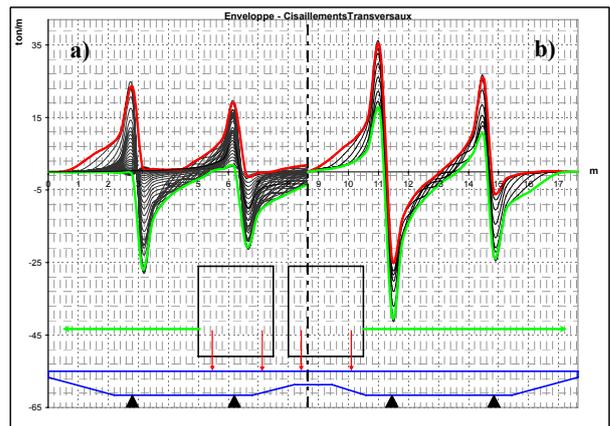


Figura 15 – Involuppo dei tagli trasversali sulla sezione di testa pila; a)impalcato solidarizzati b)impalcato singolo

3.1 Solidarizzazione “Vecchio-Nuovo”

In questa configurazione di collaggio, gli impalcato dei tre tratti continui verso Sud avrebbero differenti età di maturazione; infatti l’impalcato esistente lato Ovest risale agli anni ‘90, mentre l’impalcato lato Est è l’OaA di nuova realizzazione.

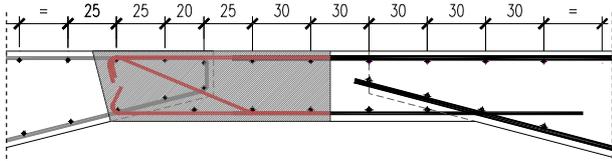


Figura 16 – Elemento gettato in opera ipotizzato per la solidarizzazione degli impalcati (configurazione “vecchio-nuovo”)

Secondo i tempi di costruzione, l’unione dei solettoni doveva avvenire a circa 6 mesi dal getto dell’OA1. Ciò avrebbe portato ad un comportamento differito tra i due solettoni a causa dei fenomeni lenti (viscosità e ritiro) ancora in atto in quello di nuova realizzazione e ai cedimenti differenziali in fondazione.

Siccome i risultati ottenuti nello studio precedente (solidarizzazione “vecchio-vecchio”) per i pesi propri e i carichi accidentali sono validi anche per questo studio, in questa parte dell’articolo si riportano e si commentano solo i risultati ottenuti considerando gli effetti dovuti a ritiro viscosità e a cedimenti in fondazione.

Le analisi dovute agli affetti lenti (ritiro, viscosità, cedimenti fondazionali) sono state condotte separando il comportamento dell’impalcato nel piano (accorciamento dovuto a ritiro e viscosità) da quello fuori dal piano (deformazione verticale dovuta a viscosità e cedimenti fondazionali).

Nel piano l’impalcato di nuova costruzione tende ad accorciarsi per via del ritiro e degli effetti viscosi dovuti alla compressione indotta dalla precompressione. Questi effetti possono essere studiati imponendo una variazione termica uniforme ad uno dei due impalcati. Con l’incollaggio, l’impalcato vecchio si oppone all’accorciamento del nuovo e nascono sollecitazioni di trazione nel nuovo impalcato e di compressione in quello esistente. A queste sollecitazioni sono associate ovviamente sollecitazioni taglianti nel piano, più intense nei tratti iniziali e finali di ciascun viadotto in prossimità dei giunti longitudinali.

Per quanto riguarda il comportamento a piastra dei due viadotti, ovvero le deformazioni lente fuori dal piano degli impalcati, si deve considerare che il nuovo impalcato non solidarizzato tende a salire e quindi il collaggio provoca un leggero aumento delle sollecitazioni flettenti longitudinali nella nuova opera ed un alleggerimento nella vecchia. Questo scambio di sollecitazioni passa ovviamente per un trasferimento di taglio in direzione trasversale. Questi effetti sono ben resi dalla deformata amplificata delle due opere incollate riportata in Fig. 19.

Per quanto riguarda infine le sollecitazioni dovute ai cedimenti differenziali, queste hanno segno opposto a quelle causate dalla viscosità. Se infatti il nuovo impalcato tende a salire per viscosità (circa 6 mm a tempo infinito senza incollaggio), le fondazioni su pali della stessa opera non possono che cedere considerato che in questa area si hanno banchi molto potenti di argille e limi fortemente comprimibili che hanno infatti richiesto pali di lunghezza pari a circa 50 metri. Il cedimento atteso per le fondazioni dell’OA1 è stato infatti stimato in 10 mm.

Le analisi mostrano chiaramente che le sezioni di campata risentono maggiormente degli effetti dovuti alla viscosità; al contrario nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi sono maggiori gli effetti dovuti ai cedimenti fondazionali. Tali au-

menti, sommati a quelli indotti dai carichi accidentali, non determinano tuttavia un aumento considerevole di tensione nelle armature.

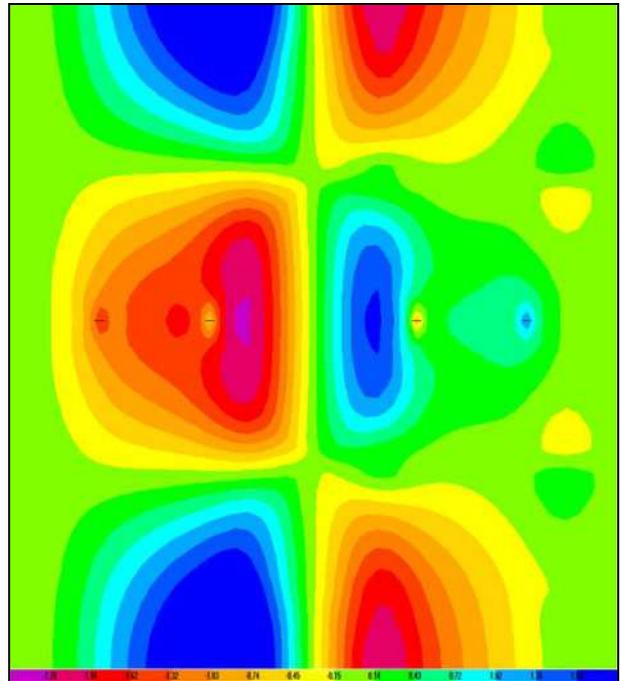


Figura 17 – Momenti in direzione trasversale nella sezione in corrispondenza degli appoggi indotti dalla viscosità

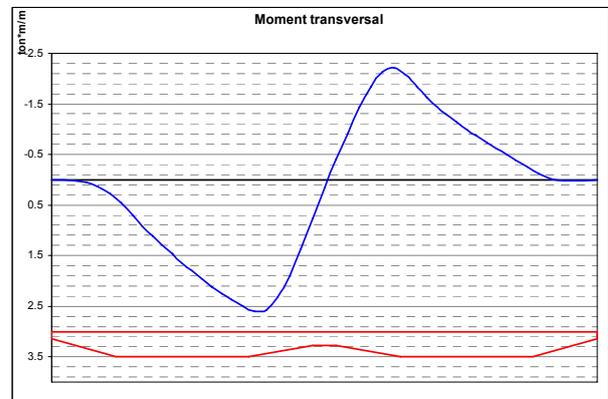


Figura 18 – Momenti in direzione trasversale nella sezione in mezzera indotti dalla viscosità

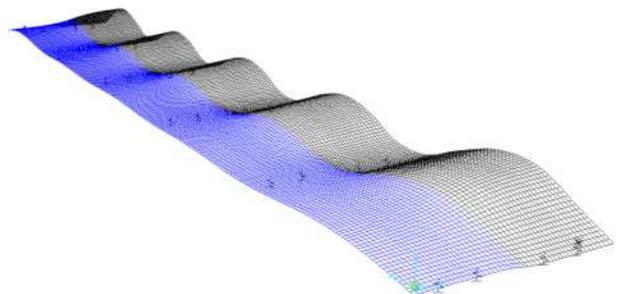


Figura 19 – Deformazione dovuta al peso proprio + precompressione + viscosità (configurazione vecchio-nuovo)

3. CONCLUSIONI

La progettazione e la realizzazione dei viadotti a Tunisi presentate in questo lavoro danno lo spunto per le seguenti considerazioni conclusive:

- L'impiego di strutture post tese è curiosamente più diffuso all'estero che in Italia dove meccanismi a volte distorti di ottimizzazione dei costi ed eccessivo potere contrattuale delle imprese fanno a volte propendere per soluzioni più povere e meno durevoli come ad esempio quelle prefabbricate
- Per la realizzazioni di queste opere in Italia è necessario che le società di ingegneria riacquistino il ruolo centrale che hanno in altre parti del mondo. Il progetto a base di gara di questi viadotti è stato redatto da una primaria impresa francese; un'altra impresa francese, specializzata in audit e controlli ha prima validato il progetto costruttivo redatto dagli scriventi e quindi controllato e supervisionato la costruzione.
- Nella progettazione di interventi nuovi e sull'esistente è necessario saper porre gli aspetti teorici nella giusta prospettiva. Il problema dell'incollaggio è stato esemplare: una interpretazione troppo rigida e schematica dei fenomeni lenti ha spaventato il cliente circa la possibilità che insorgessero effetti indesiderati in fase di solidarizzazione dei due impalcati. Per ogni effetto teorico indesiderato c'è sempre un effetto pratico che mitiga eventuali problemi o che addirittura dà luogo a benefici non contemplati dalla teoria
- Tutto il nord africa come del resto i paesi del golfo sono aree dove si fa grande impiego del precompresso. La realizzazione di queste opere, un tempo appannaggio di ditte Europee o Nord-Occidentali in genere e successivamente di Giapponesi e più recentemente Cinesi sta progressivamente passando a ditte locali. Progettare per queste ditte richiede di tener conto di tutta una serie di problematiche legate alla qualità non sempre soddisfacente di calcestruzzi e particolari costruttivi. Per il precompresso questo significa prestare particolare attenzione alle zone di ancoraggio della precompressione dove non è inusuale incontrare problemi legati alla concentrazione di sollecitazioni.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FASCICULE N°61 „Conception, Calcul et Epreuves des ouvrages d'art“ TITRE II – Programme de charges et épreuves des ponts-routes du CCP
- [2] FASCICULE N°62 “Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontrainte suivant la méthode des états limites” TITRE I – SECTION II du CCTG.
- [3] FASCICULE N°65 “Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint par post-

tension" du CCTG

- [4] EC1 – EN 1991 – Actions sur les structures. Partie 2° : actions sur les ponts, dues au trafic
- [5] EC2 – EN 1992 – Calcul des structures en béton



Figura 20 – Posa in opera del giunto longitudinale gli impalcati esistenti.



Figura 21 – Veduta del fly over. Il viadotto OA2 completato e aperto al traffico (verso il mare) e il tratto OA1 in fase di costruzione



Figura 22 – Veduta del viadotto OA2 a costruzione ultimata

RINFORZO A TAGLIO DI TRAVI IN C.A. MEDIANTE INCAMICIATURE IN CALCESTRUZZO AD ELEVATE PRESTAZIONI

Stefano Maringoni¹, Serena Mostosi², Alberto Meda³, Paolo Riva²

¹Tecnochem Italiana S.p.A.

²Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo

³Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Roma "Tor Vergata"

SOMMARIO

La possibilità di rinforzare elementi in C.A. per incrementare la resistenza ultima a taglio mediante l'utilizzo di sottili camicie di calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni è stata studiata mediante prove sperimentali su travi in scala reale.

Nelle strutture in C.A., realizzate negli anni '60-'70, spesso l'armatura a taglio non è sufficiente per soddisfare i requisiti richiesti dalla corrente normativa e esse devono essere oggetto di adeguamento alle nuove disposizioni. Pertanto nel rinforzo di queste strutture è spesso necessario prevedere un incremento della resistenza a taglio. L'efficacia della tecnica di rinforzo è stata studiata attraverso prove in scala reale su travi di lunghezza pari a 3 m. Le camicie di rinforzo in calcestruzzo fibrorinforzato sono state realizzate con differenti spessori (dai 30 mm ai 50 mm) e mediante l'aggiunta di una rete in acciaio con diametro del filo pari a 2 mm. Una trave con le stesse caratteristiche ma senza camicia di rinforzo è stata utilizzata come campione di riferimento.

I risultati ottenuti, che vengono qui presentati, mostrano l'efficacia della tecnica proposta.

SUMMARY

The possibility of strengthening RC elements for increasing the bearing capacity under shear actions is an important issue in the retrofitting field. In RC existing structures, made in the '60s and '70s, the shear reinforcement is often not sufficient to satisfy the prescription of current codes. Hence, in the retrofitting of these structures it is often necessary to increase the shear bearing capacity. A possible use of low thickness high performance jackets for shear strengthening purposes is analyzed herein. The jackets are made with a high performance fiber reinforced concrete, with or without an additional 2mm diameter steel-wire mesh. The different jackets were used for reinforcing 3m long beams. The elements were tested up to failure and the comparison between the obtained results is presented herein.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni l'interesse per la riparazione e il rinforzo di strutture in cemento armato è progressivamente aumentato, soprattutto per la presenza di numerosi edifici esistenti costruiti secondo normative superate e che non soddisfano gli attuali requisiti normativi. Inoltre fondamentale obiettivo del progettista è l'aumento della capacità portante di strutture esistenti, mediante il quale è possibile incrementare la vita utile delle strutture stesse. In questo campo, la possibilità di incrementare la capacità di elementi in cemento armato nei confronti di azioni taglianti è di grande interesse, a causa dell'elevato numero di edifici, realizzati principalmente negli anni '60' e '70', che presentano armature a taglio inadeguate e insufficienti. Le tradizionali tecniche di rinforzo sono caratterizzate dall'utilizzo di incamiciature in cemento armato con spessori elevati, spesso nell'ordine di 60-70 mm, (Fib Bulletin 24, 2003), che causano un incremento eccessivo nella geometria della struttura. La possibilità di poter ridurre notevolmente lo spessore di questa tipologia di rinforzo è stata studiata negli ultimi anni mediante l'utilizzo di incamiciature realizzate con calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate

prestazioni (Martinola et al., 2010; Habel et al. 2007; Alaei and Karihaloo, 2003). Recentemente è stata messa a punto una nuova tecnica che combina l'uso di calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni con reti in acciaio con funzione strutturale (Marini and Meda 2009; Kuneida et al. 2010).

In questa ricerca è stata focalizzata l'attenzione sull'incremento di resistenza nei confronti di azioni taglianti, dovuta alla presenza di un incamiciatura con HPFRC (High Performance Fiber Reinforced Concrete) di ridotto spessore. Sono stati studiati due diverse tipologie di calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni: un calcestruzzo autolivellante, che può essere utilizzato in spessori ridotti, e un materiale tixotropico, che permette l'applicazione in assenza di casseforme. Al fine di verificare l'efficacia della soluzione proposta, sono state eseguite prove a flessione su quattro punti di travi in scala reale (con lunghezza 2.85 m e altezza 0.45 m) rinforzate con vari spessori di HPFRC.

2. INDAGINE SPERIMENTALE

L'efficacia della tecnica di intervento, basata sull'applicazione di una camicia di HPFRC, è stata studiata attraverso prove in scala reale su quattro travi con lunghezza di 2.85 m e sezione rettangolare con base di 200 mm e altezza di 500 mm, come è mostrato in figura 1. Le travi sono state armate con solo armatura longitudinale, costituita da quattro barre di acciaio del diametro di 20 mm, e il copriferro netto è di 30 mm. La percentuale di armatura è pari a 1.50%. La trave è stata progettata per presentare una rottura per taglio e pertanto non sono state posizionate staffe. In corrispondenza

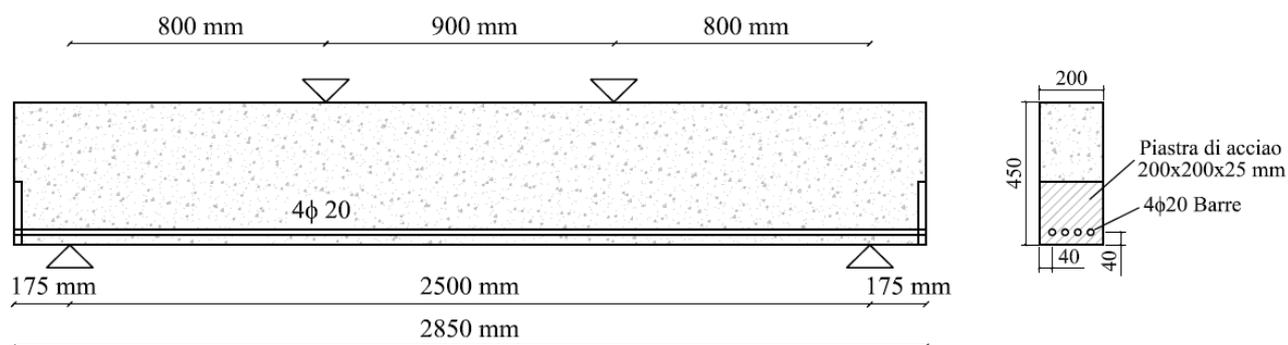


Figura 1 – Geometria delle travi non rinforzate

Una delle travi rinforzate è stata utilizzata come riferimento mentre alle altre tre travi è stata applicata una camicia di rinforzo in HPFRC. Per il rinforzo delle travi sono state utilizzate due differenti tipologie di calcestruzzi ad elevate prestazioni: un calcestruzzo autolivellante, che deve essere gettato all'interno di casseforme, e un calcestruzzo tixotropico che può essere applicato direttamente sulla superficie da rinforzare mediante staggiatura. L'HPFRC autolivellante è caratterizzato da resistenza a compressione di 130 MPa e da resistenza a trazione diretta di 6 MPa, mentre la versione tixotropica di questo materiale presenta valori leggermente minori, pari a 90 MPa per la resistenza a compressione e 5 MPa per quella di trazione. Entrambi i calcestruzzi fibrorinforzati contengono una percentuale volumetrica di fibre del 3.9%. Le fibre utilizzate sono in acciaio ed hanno una lunghezza di 15 mm e un diametro di 0.175 mm.

All'interno della camicia in HPFRC è stata posizionata una rete elettrosaldata in acciaio piegata ad U. Questa rete è realizzata con filo del diametro di 2.05 mm e presenta maglie quadrate di lato 25.4 mm. La resistenza massima del filo, ottenuta da prove di trazione diretta, è pari a 550 N/mm².

La camicia in HPFRC è stata applicata alle travi dopo aver sabbato la loro superficie in modo da realizzare una rugosità nell'ordine di 1 mm, che permetta di assicurare una perfetta aderenza tra il calcestruzzo esistente e l'HPFRC. L'efficacia di questa tecnica è stata ampiamente dimostrata in precedenti ricerche (Martinola et al. 2010). In figura 2 è mostrata l'operazione di sabbatura delle travi, mentre nella figura 3 è possibile osservare la differenza della superficie prima e dopo il trattamento.

Successivamente è stato eseguito il getto del rinforzo, come è possibile vedere in figura 4. Una delle travi (trave B) è stata rinforzata mediante una camicia di spessore 50 mm di

delle estremità della trave, alle armature longitudinali tese sono state saldate due piastre di acciaio al fine di garantire l'ancoraggio delle barre ed evitare scorrimenti delle stesse.

Le travi in calcestruzzo armato sono state appositamente realizzate con un calcestruzzo di modesta resistenza, tipico delle costruzioni realizzate negli anni 60' e 70': la resistenza a compressione media, provata su cubi con lato 150 mm, risulta essere pari a 32.63 N/mm². In accordo con l'Eurocodice 2 questo calcestruzzo può essere classificato come C20/25. Le barre di armatura presentano una resistenza allo snervamento pari a 517.94 N/mm² e una resistenza ultima pari a 616.21 N/mm².

calcestruzzo fibrorinforzato a colare. All'interno del rinforzo è stata posizionata la rete elettrosaldata in acciaio piegata ad U. Le altre due travi (travi D ed E) sono state rinforzate all'intradosso con uno spessore di 50 mm di calcestruzzo autolivellante, mentre sulle superfici laterali è stato applicato l'HPFRC tixotropico con spessore rispettivamente di 50 mm e 30 mm. Anche in questo caso all'interno del rinforzo è stata inserita una rete elettrosaldata in acciaio piegata ad U, che, nel caso della trave D, per comodità di applicazione, è stata tagliata in corrispondenza della ripresa di getto, mentre per la trave E prosegue solo fino ad un'altezza di 20 cm sulle superfici laterali. Le caratteristiche delle travi rinforzate sono mostrate in tabella 1.



Figura 2 – Sabbatura delle travi

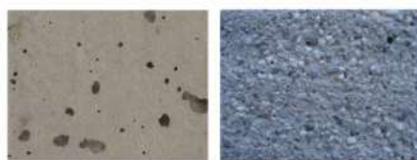
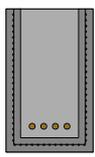
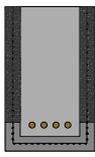
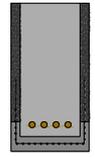


Figura 3 – Confronto della superficie delle travi prima e dopo il trattamento di sabbatura



Figura 4 – Particolari relativi al getto del rinforzo

Tabella 1 – Caratteristiche delle travi rinforzate

		Spessore	Materiale	Modalità di adesione	Caratteristiche della rete
 Trave B	Intradosso	50 mm	autolivellante	no primer	Rete elettrosaldata piegata ad U
	Superfici laterali	50 mm	autolivellante	no primer	
 Trave D	Intradosso	50 mm	autolivellante	no primer	Rete elettrosaldata piegata ad U
	Superfici laterali	50 mm	tixotropico	Primer epossidico	
 Trave E	Intradosso	50 mm	autolivellante	no primer	Rete elettrosaldata piegata ad U con altezza di 20 cm sulle superfici laterali
	Superfici laterali	30 mm	tixotropico	no primer	

Le travi sono state portate a rottura mediante prova a flessione su quattro punti, utilizzando un banco di prova costituito da un telaio di contrasto in acciaio ancorato alla soletta del laboratorio e da una struttura di carpenteria per applicare e ripartire il carico (Figura 5). La struttura di ripartizione del carico è costituita da due profili UPN350 accoppiati della lunghezza di 2.40 m, opportunamente irrigiditi con fazzoletti saldati in prossimità delle zone di trasferimento del carico. I due punti di carico, come si vede in figura 6, sono realizzati mediante cilindri di acciaio; tra i cilindri e la trave così come tra i cilindri e la struttura di ripartizione sono posizionate piastre di acciaio con il compito di uniformare e distribuire il carico. I due punti di applicazione del carico distano tra di loro 0.9 m. I supporti, mostrati in figura 7, sono realizzati in modo analogo: due cilindri, posti alla distanza di 2.5 m, hanno il compito di realizzare un vincolo in semplice appoggio. Anche qui sono utilizzate

piastre di acciaio per la ripartizione del carico. Tra tutte le piastre e la trave in cemento armato sono stati interposti dei fogli di neoprene dello spessore di 0.5 cm per distribuire meglio il carico e migliorare il contatto tra i due elementi.

Pertanto il rapporto tra la distanza dei punti di carico dai rispettivi supporti e l'altezza utile della trave risulta uguale a 1.9.

Il carico è stato applicato mediante un martinetto elettromeccanico con capacità massima di 1000 kN collegato al telaio di contrasto.

La strumentazione utilizzata è costituita da una serie di strumenti potenziometri lineari e LVDT, che ha permesso di misurare spostamenti e aperture di fessure della trave nei punti più significativi. Sono stati monitorati gli spostamenti della trave in mezzaria e sotto i punti di carico e i cedimenti degli appoggi, utilizzati per depurare i dati. Contemporaneamente vengono acquisite le informazioni relative alle aperture di

fessura: le aperture di fessure a taglio mediante potenziometri collocati nelle zone comprese tra i punti di carico e i rispettivi supporti e con un'inclinazione di circa 45°, mentre le fessure verticali mediante potenziometri collocati orizzontalmente ad una distanza di circa 5 m dall'estradosso della trave. Prima di posizionare la strumentazione, le travi sono state dipinte di bianco per poter visualizzare meglio le fessure presenti,

soprattutto nella fase iniziale. Inoltre nella zona centrale è stata disegnata una griglia con maglie 10x10 cm, in modo da facilitare l'inquadratura delle fessure sulla superficie dell'elemento e quindi la comprensione del quadro fessurativo. Nelle figure 8 e 9 viene mostrata la strumentazione utilizzata per la faccia anteriore e per quella posteriore della trave.

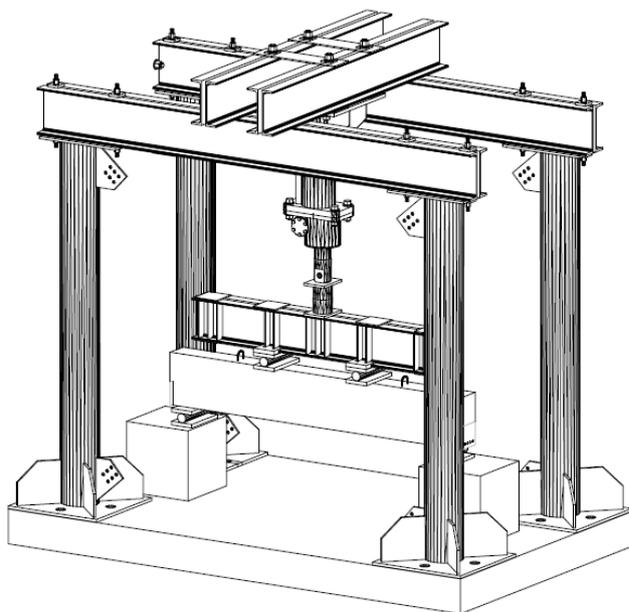


Figura 5 – Banco di prova

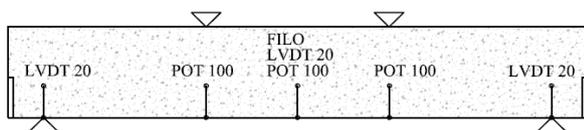


Figura 6 – Punti di carico

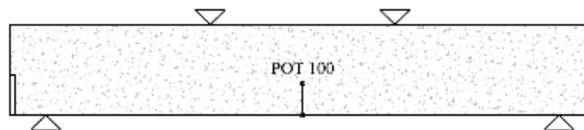


Figura 7 – Supporti della trave

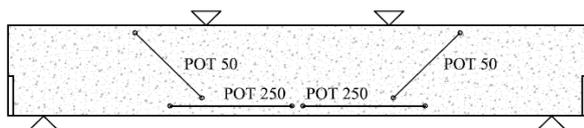
SPOSTAMENTI VERTICALI



SPOSTAMENTI VERTICALI



APERTURE DI FESSURA



APERTURE DI FESSURA

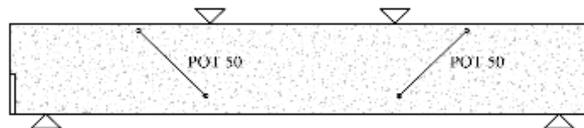


Figura 8 – Strumentazione faccia anteriore della trave



Figura 9 – Strumentazione faccia posteriore della trave

3. RISULTATI

3.1 Trave non rinforzata

La trave non rinforzata è stata provata per prima. In figura 10 è possibile vedere l'andamento della curva carico - freccia della trave, ottenuta dalla media dalle letture dei due potenziometri collocati sulle due facce delle trave e depurata dai cedimenti degli appoggi.

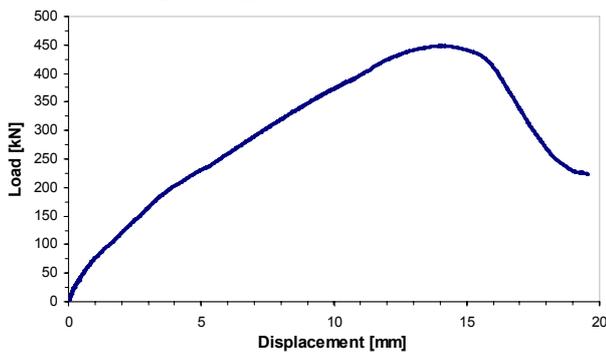


Figura 10 – Curva carico spostamento per la trave senza rinforzo

La trave ha mostrato un andamento elastico lineare fino ad un carico di 75kN, in corrispondenza del quale si sono formate le prime fessure verticali nella zona con momento flettente massimo compresa tra i due punti di carico. Con la formazione delle prime fessure è possibile notare un primo cambiamento di pendenza nella curva carico - spostamento.

Ad un carico di circa 200 kN è avvenuta la formazione delle prime fessure a taglio collocate nelle zone esterne della trave tra i punti di carico e i rispettivi appoggi. Si nota che in corrispondenza della formazione delle fessure a taglio si ha un ulteriore cambiamento di pendenza del diagramma carico - freccia che poi rimane costante fino al collasso. Queste fessure presentano un'inclinazione rispetto all'orizzontale di circa 30°. In corrispondenza del carico massimo, equivalente a circa 450 kN, si è verificata l'apertura improvvisa della fessura a taglio collocata sul lato destro della trave e un conseguente crollo repentino del carico sulla struttura. L'apertura di questa fessura, che ha causato il collasso della trave, ha portato alla chiusura delle altre fessure, sia quelle a taglio sul lato sinistro della trave sia le fessure verticali. La disposizione delle fessure a questi tre livelli di carico è riportata in figura 12. La prova è stata quindi interrotta ad un carico di 225 kN, corrispondente ad un abbassamento in mezzaria di circa 20mm, in modo da evitare il crollo improvviso della struttura.



Figura 11 – Fessure al collasso per la trave non rinforzata

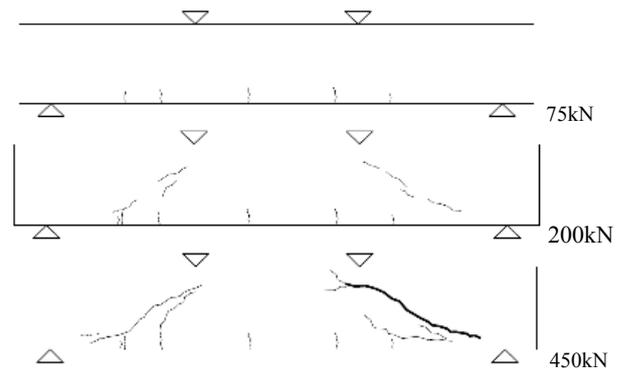


Figura 12 – Evoluzione del quadro fessurativo della trave senza rinforzo.

3.2 Travi rinforzate

Tutte le tre travi rinforzate mediante incamicatura con calcestruzzo rinforzato ad elevate prestazioni hanno mostrato un collasso per flessione. Il comportamento di queste tre travi è molto simile. Nella figura 13 è possibile vedere l'andamento della curva carico - freccia per le tre travi rinforzate.

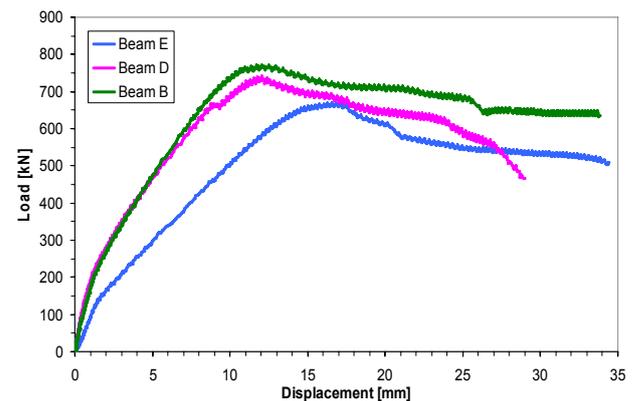


Figura 13 – Curve carico spostamento per le travi rinforzate

3.2.1 Trave E

La trave si è mantenuta in campo elastico lineare fino ad un carico di circa 135 kN quando si è verificata la comparsa della prima fessura verticale nella zona centrale del provino, compresa tra i due punti di carico. In concomitanza con questo fenomeno si è verificato un brusco cambio di pendenza nella curva carico-spostamento. Dopo la prima fessurazione numerose fessure verticali si sono formate nella zona centrale delle trave; all'aumentare del carico le fessure hanno aumentato la loro ampiezza e sono diventate più numerose fino a propagarsi anche nelle zone esterne ai due punti di carico.

Successivamente, ad un livello di carico pari a circa 290 kN, sono comparse le prime fessure inclinate dovute a fenomeni di taglio. Queste fessure si sono formate nelle zone della trave comprese tra i punti di carico e i corrispondenti appoggi. Queste fessure, nella parte inferiore delle trave, si sono propagate seguendo la ripresa di getto presente tra

l'HPFRC autolivellante e quello tixotropico, mantenendo un andamento orizzontale alla distanza di circa 10 cm dal bordo inferiore della trave.

In corrispondenza del carico massimo, pari a circa 670 kN, si è verificata l'apertura di una macro-fessura verticale, collocata nella zona compresa tra i due punti di carico, che ha causato il collasso della trave. Dopo il collasso è avvenuta una graduale discesa del carico, che si è stabilizzato ad un livello pari a circa l'80% del carico massimo. Dopo un significativo abbassamento in mezzaria della trave, si è verificato il cedimento per compressione del calcestruzzo nella zona superiore della trave. A causa di questo fenomeno la prova è stata interrotta.

In figura 14 sono mostrati i quadri fessurativi corrispondenti ai tre livelli di carico menzionati e in figura 15 la distribuzione delle fessure al collasso.

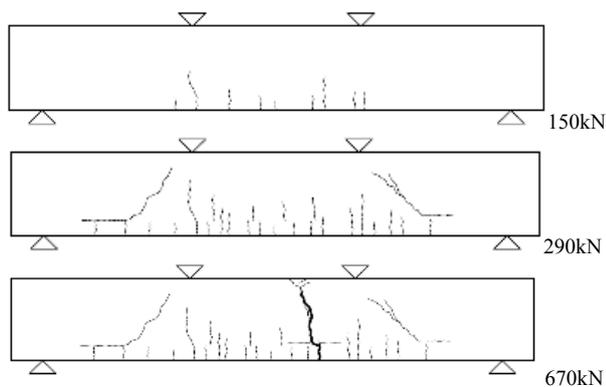


Figura 14 – Evoluzione del quadro fessurativo della trave E



Figura 15 – Distribuzione delle fessure al collasso per la trave E

3.2.2 Trave D

La trave D ha mostrato un comportamento analogo alla trave provata precedentemente. Le prime fessure verticali si sono formate ad un carico di circa 150 kN, in corrispondenza con un appiattimento della curva carico-freccia. Ad un livello di carico di circa 350 kN sono comparse fessure inclinate per taglio, che anche in questo caso si sono propagate lungo la ripresa di getto. Dopo il carico massimo, pari a 741 kN, il collasso è avvenuto per formazione di una macro fessura verticale nella porzione centrale della trave. La prova è stata

interrotta in corrispondenza di una freccia in mezzaria di 29 mm a causa di fenomeni di schiacciamento del calcestruzzo.

Nella figura 16 è mostrata l'evoluzione del quadro fessurativo per la trave D e in figura 17 la sua fessurazione al momento del collasso.

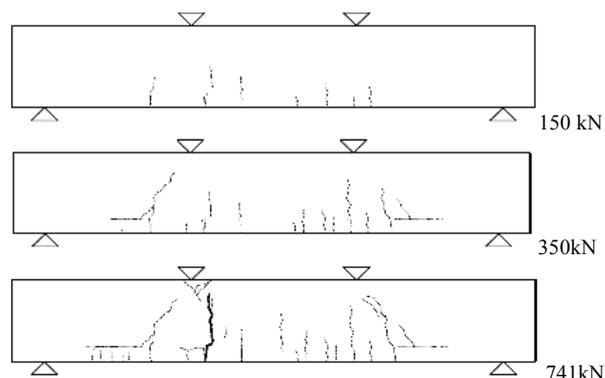


Figura 16 – Evoluzione del quadro fessurativo della trave D

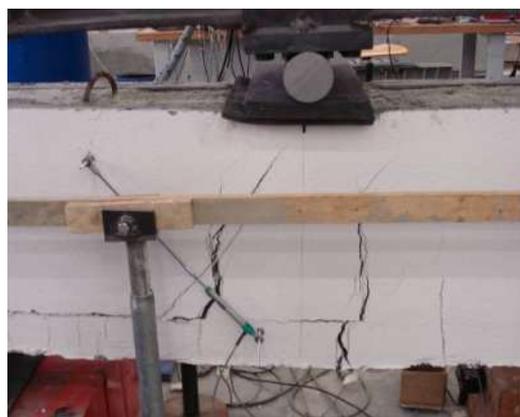


Figura 17 – Distribuzione delle fessure al collasso per la trave D

3.2.3 Trave B

Come è possibile osservare dal grafico mostrato in figura 13 la curva carico-spostamento relativa alla trave B è pressoché identica a quella della trave D fino ad un livello di carico pari a circa 500 kN. Anche il comportamento è molto simile: ad un carico di circa 210 kN è avvenuta la prima fessurazione, mentre a circa 380 kN si sono formate fessure a taglio nelle zone della trave esterne ai punti di carico. In questo caso, non essendo presente una ripresa di getto, le fessure hanno mantenuto una pendenza costante di circa 45° anche nella zona vicina all'estradosso della trave. Il carico massimo corrisponde a 773 kN, dopo di che è avvenuta l'apertura improvvisa di una fessura verticale che ha causato una graduale perdita di carico. La prova è stata fermata per uno spostamento in mezzaria di circa 34 mm a causa di rottura per compressione del calcestruzzo al lembo superiore della trave. Nella figura 18 è mostrata l'evoluzione del quadro fessurativo per la trave B e in figura 19 la sua fessurazione al momento del collasso.

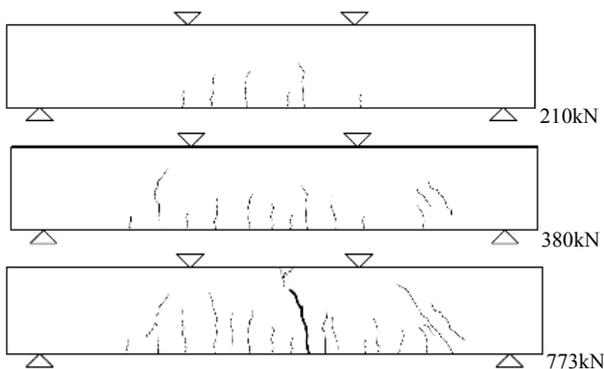


Figura 18 – Evoluzione del quadro fessurativo della trave B



Figura 19 – Distribuzione delle fessure al collasso per la trave B

4. DISCUSSIONE DEI RISULTATI

In figura 20 è riportato il confronto tra le curve carico spostamento della trave non rinforzata e delle tre travi con incamiciatura mediante HPFRC. Le prove effettuate hanno mostrato che l'utilizzo di incamiciatura in HPFRC influenza in modo determinante la tipologia di collasso così come il comportamento delle trave dopo la prima fessurazione e l'evoluzione del suo quadro fessurativo.

Le travi rinforzate mediante incamiciatura con HPFRC, a differenza della trave non rinforzata, hanno mostrato un collasso di tipo flessionale, con limitati effetti dovuti alle azioni taglianti. Pertanto si può affermare che la camicia ha svolto la medesima funzione di un'armatura a taglio e questo conferma la sua efficacia nel rinforzo a taglio di travi in C.A.

Possiamo inoltre notare che le tre travi rinforzate mostrano un notevole incremento del carico massimo. Le

travi D e B, che sono state rinforzate con uno spessore uniforme di calcestruzzo fibrorinforzato pari a 50 mm, hanno avuto un incremento di carico massimo pari a circa 1.7 volte, mentre la trave E, che presenta una camicia dello spessore di 30 mm sulle superfici laterali, ha mostrato un incremento di capacità portante di circa 1.5 volte.

Inoltre la tecnica di rinforzo proposta aumenta in modo considerevole la rigidità della trave. Questo fenomeno è più evidente per le travi D e B, mentre è molto meno accentuato per la trave E. Ciò può essere dovuto ad una non perfetta aderenza tra la camicia di rinforzo e la trave: nel primo tratto del grafico è stata caricata solo la trave senza rinforzo e questo spiega la bassa pendenza della curva in questo tratto. Successivamente, dopo la fessurazione della trave, i due materiali hanno cominciato a lavorare insieme e pertanto la curva relativa alla trave rinforzata assume una pendenza maggiore rispetto a quella senza rinforzo.

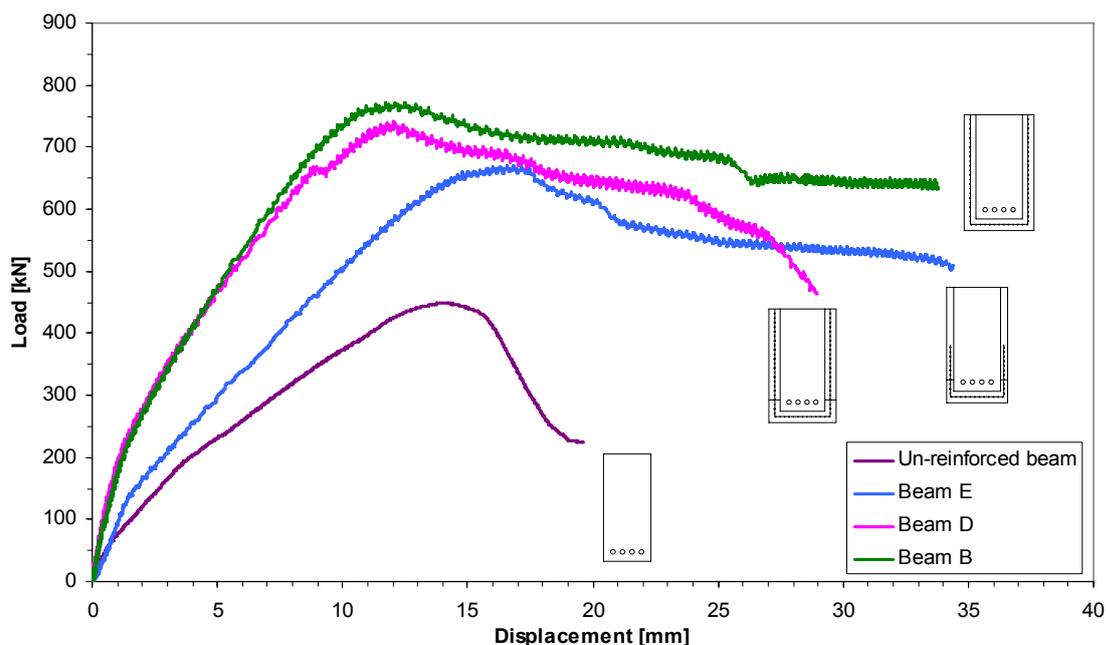


Figura 20 – Curve carico spostamento in mezzaria. Confronto dei risultati.

In riferimento alle due travi D e B, che hanno mostrato un aumento considerevole di rigidità, possiamo notare che se assumiamo un carico di esercizio pari a 80 kN, il corrispondente spostamento in mezzaria passa da 0.9 mm a 0.38 mm (pertanto è più che dimezzato).

Osserviamo infine una accentuata differenza di comportamento dopo il picco di carico tra trave non rinforzata e le tre travi rinforzate. La trave non rinforzata dopo il collasso

mostra un comportamento fragile con una rapida discesa del carico; per le travi incamiciate invece, il carico scende in modo lento e graduale, fino ad assestarsi ad un livello pari a circa l'80% del carico massimo. Per le travi rinforzate pertanto si sono potuti raggiungere livelli di spostamento in mezzaria di gran lunga maggiori.

In tabella 2 sono riportati i valori di carico e di spostamento raggiunti durante la prova per le tre travi rinforzate.

Tabella 2 – Carichi e spostamenti per le travi rinforzate osservati durante le prove.

	Carico di prima fessurazione	Carico corrispondente alla fessurazione a taglio	Carico massimo	Spostamento in mezzaria al carico massimo
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]
Trave E	135	290	670	16.9
Trave D	150	350	741	12.1
Trave B	210	380	773	11.9

5. CONCLUSIONI

La ricerca illustrata nel presente lavoro riguardante il rinforzo a taglio di travi in cemento armato mediante incamiciatura in HPFRC ha dimostrato l'efficacia della tecnica proposta. Sulla base dei risultati ottenuti si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il rinforzo con camicie in calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni ha fornito un incremento della capacità portante rispetto alla trave originaria non armata a taglio pari a circa 1.6 volte ed un notevole incremento di rigidità;
- Il comportamento a collasso delle travi rinforzate con camicia in HPFRC è governato da meccanismi flessionali, con una limitata influenza degli effetti del taglio. La resistenza a taglio di queste travi si è mostrata molto maggiore di quella a flessione.
- E' stato osservato che la capacità portante della trave aumenta proporzionalmente con l'incremento dello spessore del rinforzo;
- L'applicazione delle camicie in HPFRC è un intervento relativamente semplice e, grazie all'uso di questo nuovo materiale tixotropico, è facile da realizzare anche su elementi strutturali di difficile accessibilità per la realizzazione dei casseri.

Occorre infine ricordare che l'applicazione di una camicia in HPFRC può incrementare in modo significativo la durabilità e migliorare il comportamento globale di strutture danneggiate dall'esposizione al fuoco.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALAEE, F.J., KARIHALOO, B.L. – (2003), Retrofitting of reinforced concrete beams with CARDIFRC, *Journal of Composite Construction ASCE*, 7(3), 174–86.
- [2] FIB BULLETIN NO. 24. – (2003), Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, State-of-art report, Losanne.
- [3] HABEL, K., DENARIE', E., BRU HWILER, E. – (2007), Experimental investigation of composite ultra-high-performance fiber-reinforced concrete and conventional concrete members, *ACI Structural Journal*, 104(1), 10–20.
- [4] KUNIEDA, M., HUSSEIN, M., UEDA, N., NAKAMURA, H. – (2010), Enhancement of crack distribution of UHP-SHCC under axial tension using steel reinforcement, *Journal Advanced Concrete Technologies*, 8(1), 49–58.
- [5] MARINI, A., MEDA, A. – (2009), Retrofitting of R/C shear walls by means of high performance jackets, *Engineering Structures*, 31(12), 3059–64.
- [6] MARTINOLA, G., MEDA, A., PLIZZARI, G.A., RINALDI, Z. – (2010), Strengthening and repair of RC beams with fiber reinforced concrete, *Cement and Concrete Composites*, 32 (9), 731-739.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata dalla Tecnochem Italiana S.p.A. Gli autori ringraziano il Sig. Dario Rosignoli e il Dr. Giovanni Martinola.

L'ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI MEDIANTE ISOLAMENTO ALLA BASE

Agostino Marioni¹

¹ Presidente ALGA S.p.A. Milano

SOMMARIO

L'articolo illustra la tecnica dell'isolamento sismico per l'adeguamento sismico delle strutture esistenti. L'isolamento sismico, quando applicabile, permette di minimizzare gli interventi di rinforzo nella struttura e consente di operare con limitato disturbo alle attività che eventualmente si devono svolgere all'interno della struttura. Per l'inserimento degli isolatori nella struttura vengono descritte varie tecniche che comportano il temporaneo trasferimento dei carichi verticali a strutture ausiliarie ed il taglio della struttura. Vengono descritti alcuni esempi che utilizzano isolatori HDRB, LRB e a Pendolo Scorrevole.

SUMMARY

The paper describes the seismic isolation for the retrofitting of the existing structures. Seismic isolation, when applicable, can minimize the necessary strengthening to the structure and also may be performed with limited disturbance of the activities running inside the structure. The paper describes several techniques used for the application of the isolators, consisting in the temporary transfer of the vertical loads to auxiliary structures and the cut of the columns. A few examples are described with isolators consisting of HDRB, LRB and Sliding Pendulum

1. INTRODUZIONE

L'isolamento sismico alla base, quando applicabile, è sicuramente la miglior strategia possibile per la protezione sismica delle strutture.

L'applicazione dell'isolamento alla base alle strutture esistenti comporta sicuramente qualche complicazione in più ma può ormai considerarsi una tecnica consolidata.

Sono stati completati numerosi progetti in tal senso in Italia ed all'estero, anche in strutture nelle quali si è dovuto garantire la funzionalità durante le operazioni di adeguamento. Il caso più frequente è rappresentato dagli edifici con ossatura portante in calcestruzzo armato, anche se non mancano esempi di applicazione ad edifici in muratura.

Il tema è di grande attualità poiché all'Aquila, dopo il terremoto del 2009, vi è un grande numero di edifici, prevalentemente residenziali, dove tale tecnologia è applicabile e che a breve inizieranno ad essere adeguati con questo metodo.

Lo Stato ha stanziato ingenti fondi e paga 400 € al metro quadro per gli edifici che vengono adeguati alle nuove norme sismiche, cifra che è molto spesso congrua per finanziare un intervento di questo genere, specialmente negli edifici multipiano di una certa importanza.

Lo scrivente è attualmente coinvolto nella progettazione dell'adeguamento sismico di una ventina di edifici per i quali si prevede l'inizio dei lavori entro la primavera 2011.

Nell'articolo vengono descritti i progetti più significativi in corso di esecuzione soffermandosi in particolare sulle analisi sismiche effettuate e sulle tecniche usate per l'adeguamento.

La tecnica più frequentemente utilizzata prevede la rimozione del carico verticale dai pilastri mediante l'azione di martinetti idraulici reagenti su di una coppia di morse che trasferiscono il carico per attrito. Una volta rimosso il carico del pilastro nella zona in cui si deve installare l'isolatore si procede all'asportazione di un concio di calcestruzzo ed all'inserimento dell'isolatore. Questa procedura è estremamente poco invasiva poiché concentra in un solo piano le operazioni e molto spesso consente di adeguare sismicamente l'edificio senza consistenti interventi di rinforzo nelle parti sovrastanti gli isolatori in quanto le accelerazioni dovute al sisma possono essere abbattute al disotto del livello di forze orizzontali per le quali l'edificio era stato progettato (generalmente nella zona di L'Aquila il 7% dei carichi verticali).

2 CONFRONTO FRA I VARI METODI DI ADEGUAMENTO SISMICO

La necessità di incrementare la resistenza al sisma di una struttura può derivare dall'inadeguatezza della struttura stessa, in quanto calcolata applicando normative che non tenevano conto delle azioni sismiche considerate nella normativa attuale, ovvero dalla necessità di recuperare una struttura danneggiata dal terremoto. Molto spesso poi a quest'ultimo caso è associato anche il primo.

L'adeguamento sismico può essere ottenuto sostanzialmente attraverso 3 sistemi che, in alcuni casi possono essere combinati tra loro:

- Il rinforzo strutturale, che può essere ottenuto mediante l'applicazione di armature aggiuntive, spesso realizzate mediante l'impiego di fibre di carbonio o di vetro. Come si può vedere nel grafico di figura 1 questa pratica rende la struttura più rigida senza incrementarne la capacità di dissipare energia e pertanto ne aumenta la risposta sismica. La struttura rinforzata dovrà pertanto essere calcolata per resistere ad azioni sismiche superiori a quelle della struttura originaria.
- L'applicazione di controventi dissipativi. Con tale tecnologia si incrementa la capacità della struttura di dissipare energia. I benefici in termine di riduzione dell'azione sismica sono però in parte annullati dal fatto che contemporaneamente i controventi dissipativi aumentano la rigidità della struttura, riducendo pertanto il periodo proprio, come è messo in evidenza nel grafico di figura 1. I controventi dissipativi possono essere isteretici o dotati di ammortizzatori viscosi. Solitamente per le strutture in calcestruzzo si preferiscono i primi che garantiscono un'attivazione con spostamenti minori, compatibili con la limitata deformabilità della struttura.
- L'isolamento sismico alla base. Come si vede dal grafico di figura 1 questo metodo consente una riduzione dell'azione sismica notevole, tale da minimizzare o addirittura eliminare la necessità di rinforzare la struttura. Quando questa circostanza è conseguibile il metodo dell'isolamento sismico è decisamente il meno invasivo in quanto permette di concentrare le operazioni ad un solo piano, il piano interrato o il piano terreno. L'applicazione dell'isolamento sismico richiede però che la struttura sia libera di muoversi in tutte le direzioni di una quantità che dipende dalla sismicità della zona, solitamente non superiore a 300 mm in Italia. Questo metodo non si applica pertanto ad edifici adiacenti ad altri, come spesso avviene nei centri storici. Difficilmente si applica poi ad edifici monumentali, anche se non mancano esempi in tal senso nel mondo.

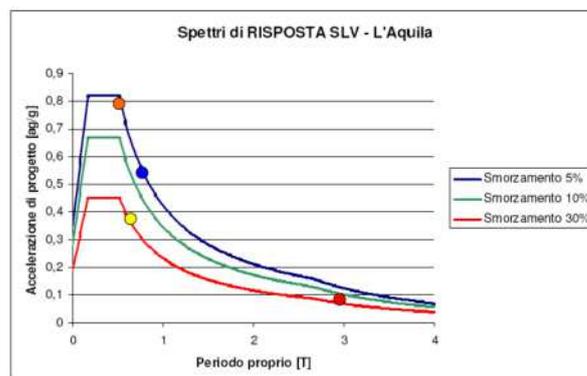


Figura 1 - Confronto fra vari sistemi di adeguamento sismico:

- Edificio esistente (punto blu)
- Rinforzo strutturale (punto arancione)
- Controventi dissipativi (punto giallo)
- Isolamento (punto rosso)

Il presente articolo si riferisce essenzialmente al terzo metodo, illustrando i sistemi applicativi ed alcuni esempi, riferiti a strutture con ossatura a travi e pilastri in calcestruzzo armato.

3. L'APPLICAZIONE DEGLI ISOLATORI SISMICI ALL'OSSATURA DI UN EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO.

Questa operazione comporta il taglio della struttura in calcestruzzo e generalmente si possono avere tre casistiche:

- a) Muri o pilastri estesi. In tale caso si procede generalmente ad eseguire tagli localizzati in modo da poter inserire l'isolatore senza puntellazione della struttura. Una volta inseriti e debitamente solidarizzati gli isolatori alla struttura si procede al completamento del taglio della struttura. Questo metodo è applicabile se i cedimenti degli isolatori sono trascurabili, come è il caso per isolatori a pendolo scorrevole o in gomma ad elevata rigidità verticale.
- b) Pilastri in calcestruzzo armato quando la trave è in grado di sopportare il peso della struttura sovrastante. In tale caso si scarica il pilastro applicando dei martinetti idraulici sotto la trave. Questo caso si presenta per edifici di altezza limitata come nell'esempio dell'Aeroporto di Antalya descritto al successivo paragrafo 4.2.
- c) Negli altri casi, che sono peraltro i più frequenti, occorre trasferire il carico al pilastro stesso, nelle zone sotto e sovrastanti quella in cui si deve effettuare il taglio e l'inserimento dell'isolatore. Generalmente il trasferimento del carico viene effettuato mediante l'applicazione di morse metalliche che vengono serrate sul pilastro mediante barre di acciaio messe in tensione con martinetti idraulici con una forza tale da garantire con adeguato margine di sicurezza il carico verticale agente sul pilastro. Lo scrivente ha sempre operato considerando un coefficiente d'attrito acciaio-calcestruzzo pari a 0,4 (valore riscontrato mediante prove sperimentali) ed applicando un fattore di

sicurezza pari a 2. Prima di procedere al taglio del pilastro viene sempre effettuata una prova dell'efficienza delle morse applicando mediante i martinetti idraulici verticali un carico adeguatamente maggiorato rispetto a quello effettivo. Un esempio di questo tipo di attrezzatura è rappresentato nella figura 2, nella fase conclusiva, dopo l'inserimento dell'isolatore. In alternativa alle morse operanti per attrito sono state utilizzate carpenterie metalliche dotate di barre d'acciaio passanti attraverso il pilastro. Questa tecnica comporta la foratura del pilastro e non sempre è consigliabile in quanto spesso il calcestruzzo delle strutture esistenti è di qualità scadente.

Comunque venga inserito l'isolatore, lo schema statico della struttura viene alterato in quanto in un pilastro che prima era continuo viene inserita una cerniera ed inoltre le armature metalliche al suo interno vengono tagliate. Occorre pertanto apportare gli opportuni rinforzi in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni. I rinforzi sono generalmente costituiti da armature aggiuntive esterne (possono essere sia in acciaio sia in fibra di vetro o carbonio) o dall'aggiunta di un solaio che colleghi tra loro i pilastri o dalla combinazione di entrambi i metodi come illustrato al successivo paragrafo 4.1 per l'edificio Polifunzionale di Soccavo

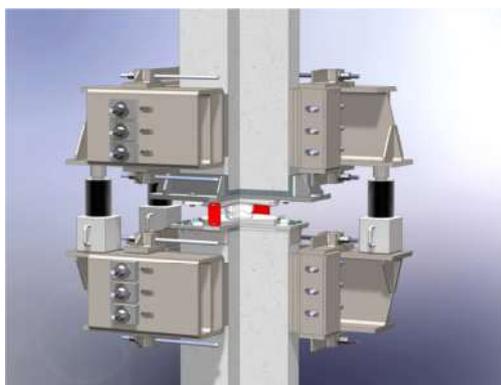


Figura 2 - Inseririmento di un isolatore sismico in un pilastro in calcestruzzo armato, previo trasferimento del carico verticale mediante morse in acciaio

4. ESEMPI APPLICATIVI

4.1 L'edificio Polifunzionale di Soccavo (Napoli)

Esso consiste di una struttura a travi e pilastri in calcestruzzo armato avente dimensioni in pianta di 120 x 170 metri ed un'altezza di 20. Appartiene al Comune di Napoli.

La sua costruzione è iniziata nel 1976 ed è stata interrotta per mancanza di fondi nel 1979 allorché l'ossatura in calcestruzzo armato era stata completata. L'aspetto della struttura in questa fase è mostrato in Figura 3.

Nel 1999 il comune di Napoli decise di completare l'edificio ma nel frattempo la Normativa Sismica Italiana era cambiata e la struttura non era più adeguata alle azioni sismiche che implicavano un'accelerazione al suolo di 0,25g. L'isolamento sismico è risultato immediatamente essere la soluzione più efficace ed economica, permettendo al tempo

stesso di minimizzare i rinforzi strutturali da applicare alla struttura esistente.



Figura 3 - L'edificio Polifunzionale di Soccavo prima dei lavori di adeguamento

L'isolamento sismico è stato ottenuto inserendo 636 appoggi in gomma ad alta dissipazione di energia (HDRB) con smorzamento viscoso equivalente del 10%. L'uso degli HDRB ha permesso di spostare il periodo proprio della struttura da 0,7 a 1,75 s a di ridurre l'accelerazione da 0,42 a 0,14 g. Per tagliare i pilastri ALGA ha sviluppato delle speciali morse metalliche, da applicare sopra e sotto la zona di taglio e serrate al pilastro mediante barre di precompressione in modo da generare una forza d'attrito idonea a trasmettere il carico sopportato dal pilastro. Dopo l'applicazione delle morse il pilastro veniva scaricato mediante l'uso di martinetti idraulici, ne veniva tagliato un concio con sega a filo diamantato, infine veniva inserito l'isolatore, dopo di che si potevano rimuovere le morse. La fase di taglio è mostrata in fig. 4.



Figura 4 - Dettaglio delle morse e della sega a filo diamantato

Dopo il taglio i pilastri sono stati collegati fra loro sopra la quota degli isolatori mediante un solaio aggiuntivo e sono stati rinforzati esternamente da angolari metallici per compensare il taglio delle armature (vedi fig. 5).

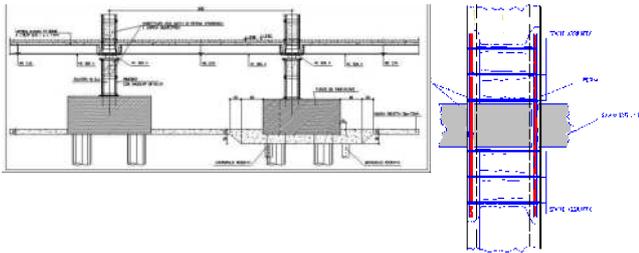


Figura 5 – Dettaglio del solaio aggiuntivo e dei rinforzi locali sui pilastri

Nelle figure 6, 7, e 8 sono mostrati il dettaglio di un isolatore, una fase di esecuzione del lavoro a l'edificio completato.

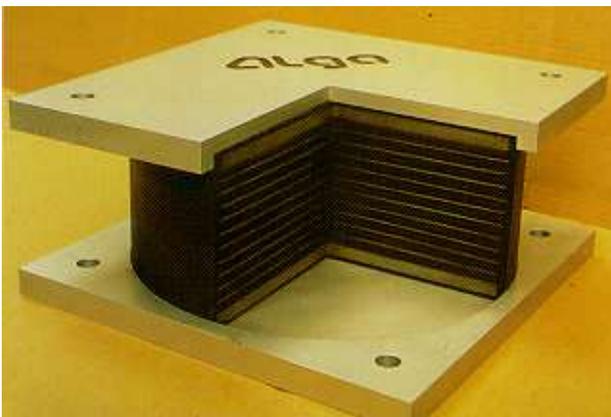


Figura 6 – Dettaglio di un HDRB



Figura 7 – Una fase di esecuzione del lavoro

Il costo dell'adeguamento sismico è risultato pari a circa il 4% del valore commerciale dell'edificio: un valore veramente trascurabile se paragonato ai benefici ottenuti. Senza contare che tra i benefici ottenuti vi era anche il valore commerciale del solaio aggiuntivo, circa 10.000 mq, largamente superiore al costo dell'operazione di adeguamento.



Figura 8 – L'edificio dopo il completamento dell'adeguamento sismico

4.2 L'Aeroporto di Antalya, Turchia

L'aeroporto di Antalya (figura 10) smaltisce un traffico di quasi 20 milioni di passeggeri l'anno. Anche se la struttura era stata completata di recente (1994), l'ente proprietario ha deciso di effettuare l'adeguamento sismico per renderlo conforme alla più recente normativa.



Figura 9 – L'aeroporto di Antalya, 18,8 milioni di passeggeri nel 2008

La struttura consta di due corpi principali, come la maggior parte dei moderni aeroporti: l'area accettazione, negozi ed uffici ha tre piani con ossatura in calcestruzzo armato ed ha la parte centrale, in corrispondenza della sala principale, coperta da una struttura metallica leggera; l'area di imbarco, sbarco e gestione bagagli è anch'essa una struttura in calcestruzzo armato con un massimo di tre piani. In totale vi sono 358 pilastri in calcestruzzo armato.

Il progetto dell'isolamento è stato fatto utilizzando isolatori in gomma armata con nucleo di piombo (LRB) da inserire nei pilastri in calcestruzzo armato. Gli isolatori LRB sono stati scelti per ottenere uno spostamento del periodo proprio a 2,69 secondi con uno smorzamento viscoso equivalente del 28%. In questo modo si è riusciti a ridurre l'accelerazione nella struttura isolata sotto 0,1g e ad evitare la necessità di qualsiasi rinforzo strutturale. Lo spostamento della struttura col sisma di progetto è di ± 150 mm. La copertura metallica sopra la sala principale, che è sorretta da due parti indipendenti della struttura è stata provvista di appoggi a disco elastomerico mobili multidirezionali con corsa ± 300 mm.

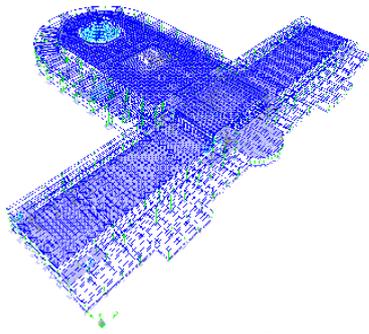


Figura 10 – La maglia strutturale dell'aeroporto di Antalya

L'installazione degli isolatori mediante taglio dei pilastri, era relativamente semplice perché la struttura sovrastante gli isolatori era leggera (solo due piani) e le travi erano in grado di sopportare il suo peso durante le fasi di taglio ed installazione degli isolatori. Pertanto è stato sufficiente posizionare delle colonne in profilati metallici a lato dei pilastri e scaricare il peso della struttura mediante martinetti idraulici come mostrato in Figura 11.



Figura 11 – Taglio dei pilastri con sega a filo diamantato

Una delle prescrizioni essenziali date dal committente era quella di non interferire con l'attività dell'aeroporto e di dare il minimo disturbo possibile alle attività collaterali quali i negozi e gli uffici. L'adeguamento sismico è stato completato durante 4 mesi invernali durante i quali il traffico aereo, prevalentemente turistico, è ridotto al minimo; si è operato in piccole aree per ridurre al minimo i necessari spostamenti dei negozi. La maggior parte dei pilastri era ricoperta di pannelli in FRC come mostrato in Figura 13, così che, a lavori ultimati l'intervento effettuato risultava pressoché invisibile.



Figura 12 – Dettaglio di un LRB dopo l'installazione



Figura 13 – Dopo il completamento dei lavori i pilastri sono stati nuovamente ricoperti dai pannelli di FRC che nascondono completamente l'intervento

4.3 L'adeguamento sismico degli edifici danneggiati dal sisma a L'Aquila

Dopo il terremoto del 6 Aprile 2009 gli edifici sono stati classificati in sei categorie, dalla A "edificio agibile" alla F "edificio inagibile con grave rischio". Nella categoria E, alla quale appartiene circa il 20% del totale degli edifici, ricadono quelli inagibili che richiedono consistenti lavori di riparazione. Per tale categoria di edifici lo Stato ha stanziato la cifra di 400 €/m² per l'eventuale applicazione di un adeguamento sismico che ne garantisca l'idoneità almeno per l'80% alla normativa vigente (NTC2008). La cifra stanziata dallo Stato è tanto più congrua quanti più piani ha l'edificio, ma si può dire che in molti casi pratici è sufficiente a spesare l'intervento di isolamento alla base.

Gli edifici esistenti a L'Aquila e classificati in categoria E sono in gran parte condomini con ossatura a travi e pilastri in calcestruzzo armato, risalenti agli anni '70. In quell'epoca L'Aquila era classificata zona sismica di seconda categoria e gli effetti del terremoto, in base alla normativa allora vigente, erano presi in conto applicando alla struttura delle forze orizzontali statiche pari al 7% dei carichi verticali e

verificando le strutture col criterio delle tensioni ammissibili. E' evidente che, nella maggior parte dei casi, si può evitare o quanto meno ridurre drasticamente la necessità di interventi di rinforzo strutturale se, mediante l'isolamento sismico, si riesce a ridurre le accelerazioni della struttura ad un valore minore o uguale a 0,07g

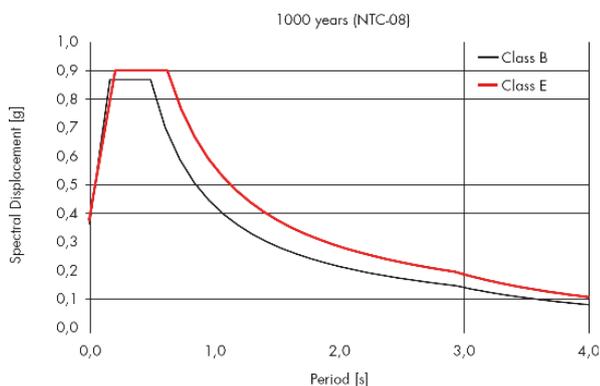


Figura 14 – Spettri di risposta per la città di L'Aquila per smorzamento 5%

Dagli spettri di risposta per la città di L'Aquila si vede che, per ottenere un'accelerazione residua di 0,07g è necessario spostare il periodo oltre i 3 secondi, con smorzamento viscoso equivalente dell'ordine del 28%.

Si riesce facilmente a raggiungere questi valori con gli isolatori a pendolo scorrevole, mentre è molto difficile (compatibilmente con gli ingombri disponibili) con isolatori di altro tipo, ad esempio LRB.

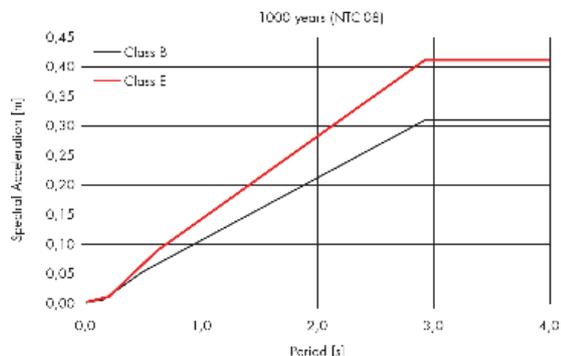


Figura 15 – Spettri dello spostamento per la città di L'Aquila per smorzamento 5%

Innanzitutto con gli isolatori a pendolo scorrevole si possono limitare gli spostamenti in quanto essi non danno luogo ad effetti di eccentricità, essendo il baricentro delle rigidità sempre coincidente con quello delle masse. Pertanto si può considerare come spostamento di progetto quello fornito dallo spettro di risposta, non amplificato. Facendo riferimento agli spettri qui sotto riportati si ricava, con uno smorzamento viscoso equivalente del 28%, uno spostamento massimo dell'ordine di 250 mm.

Utilizzando isolatori in gomma o in gomma-piombo, bisognerebbe considerare uno spostamento di progetto

amplificato del 30% per tenere conto dell'eccentricità e pertanto di circa 325 mm. Inoltre, poiché non è praticamente possibile realizzare isolatori in gomma con rigidità tanto basse da ottenere un periodo superiore ai 3 secondi, è necessario combinare questi isolatori con appoggi scorrevoli, aventi rigidità nulla. Gli appoggi scorrevoli, con spostamenti in tutte le direzioni di 325 mm, avrebbero dimensioni decisamente ingombranti per poter essere incorporati nei pilastri di un edificio esistente.

Nella figura 16 sono rappresentati in scala uniforme, gli isolatori a pendolo scorrevole a una e due superfici di scorrimento, gli isolatori in gomma e gli appoggi scorrevoli, tutti dimensionati per un carico verticale di 2000 kN e per gli spostamenti di progetto rispettivamente di 250 e 325 mm

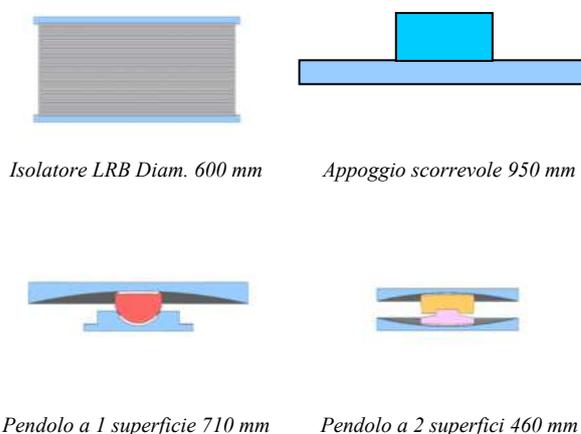


Figura 16 – Dimensioni relative di isolatori e appoggi

In base a queste considerazioni ne consegue che l'uso degli isolatori a pendolo scorrevole è particolarmente vantaggioso per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti ed è la soluzione che ALGA propone in tutti i casi da lei finora esaminati – circa una ventina – attualmente in fase di approvazione a L'Aquila.

La scelta di isolatori a pendolo a una o a due superfici di scorrimento è dettata di volta in volta dalle condizioni geometriche e dallo spostamento della risultante che è diverso nei due casi come mostrato nella figura 17.

La tecnologia degli isolatori a pendolo scorrevole è ben collaudata ed è già stata impiegata da ALGA in numerose applicazioni in Italia ed all'estero. L'applicazione più significativa resta senz'altro quella per il progetto C.A.S.E. all'Aquila per il quale ALGA ne ha forniti quasi 5000 dei quali circa 1000 assoggettati a prove dinamiche. Il componente più importante degli isolatori a pendolo scorrevole è sicuramente il materiale di scorrimento che deve garantire attrito costante e resistenza alle elevate temperature che si manifestano all'interno del dispositivo per effetto della dissipazione di energia. ALGA per tale scopo ha messo a punto con il Politecnico di Milano un materiale – Hotslide – le cui eccezionali caratteristiche di resistenza alle alte temperature prodotte dalla dissipazione di energia (cioè alla conversione dell'energia del terremoto in calore) sono messe a confronto con le prestazioni di altri materiali sintetici nel grafico della figura 18.

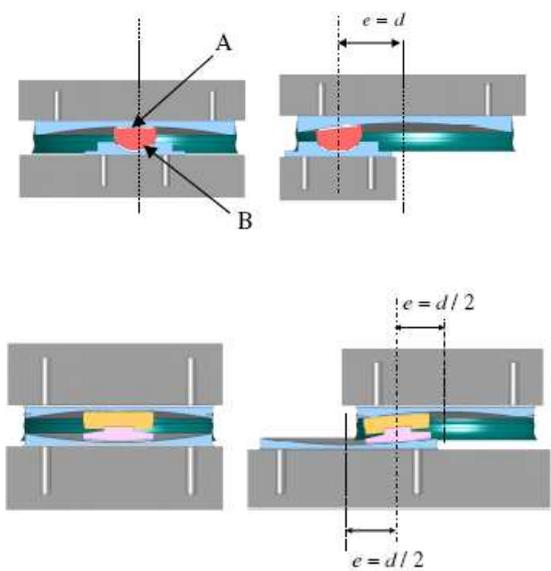


Figura 17- Lo spostamento della risultante prodotto da isolatori a pendolo scorrevole a una superficie e a due superfici di scorrimento

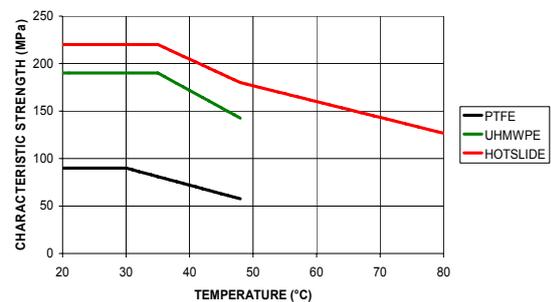


Figura 18 – Il materiale di scorrimento innovativo Hotslide presenta elevate caratteristiche di resistenza alle elevate temperature

Per un tipico intervento di adeguamento sismico su di una palazzina condominiale a L'Aquila, le fasi operative sono riportate schematicamente nella figura 19.

Nella figura 20 è rappresentato un dettaglio tipico di un pilastro perimetrale con gli interventi di adeguamento da effettuare ed in particolare:

- Il muretto contro terra per creare l'intercapedine necessaria a permettere lo spostamento di progetto dell'edificio
- Il rinforzo della parte inferiore del pilastro, al di sopra della fondazione esistente
- Il solaio aggiuntivo che collega fra loro le estremità dei pilastri al di sopra degli isolatori
- L'isolatore a pendolo scorrevole con gli elementi metallici che lo collegano alle strutture

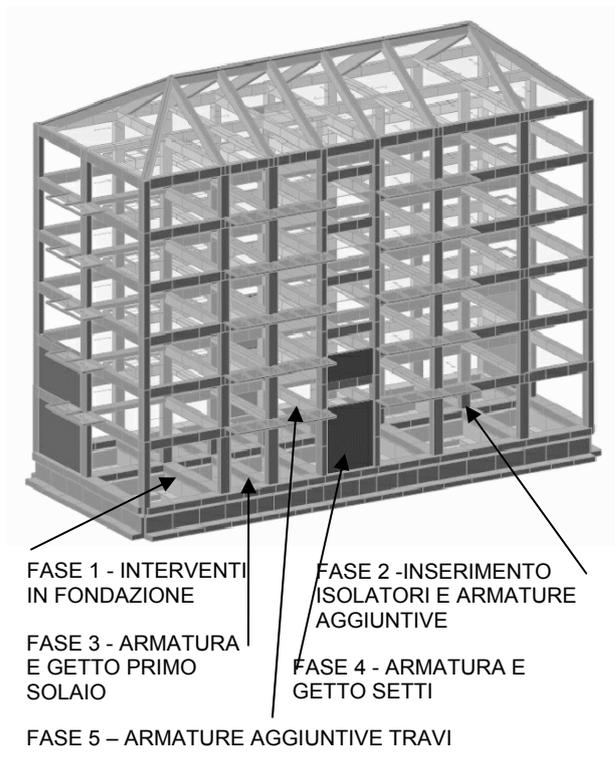


Figura 19 – Le differenti fasi operative per un intervento di isolamento sismico

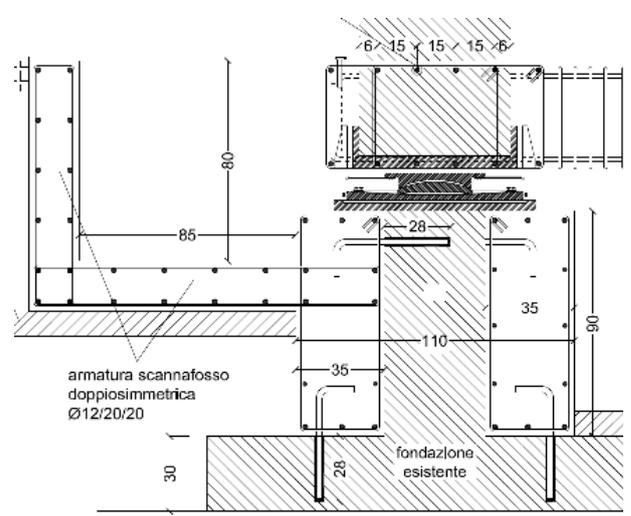


Figura 20 – Dettaglio di un isolatore a pendolo scorrevole e delle strutture adiacenti con gli interventi necessari per l'adeguamento

Nella figura 21 è rappresentato in assonometria l'isolatore a pendolo scorrevole e le carpenterie metalliche per il collegamento alle strutture. In particolare nel caso in esame:

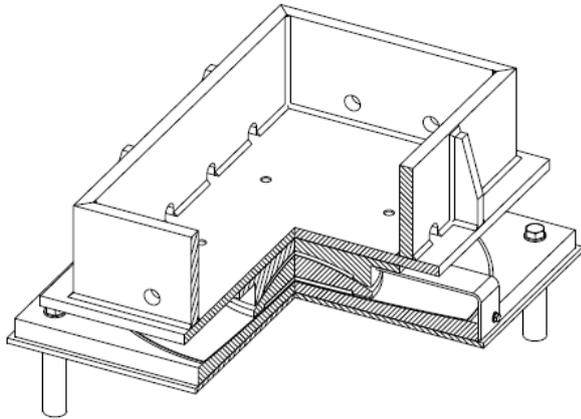


Figura 21 – Dettaglio di un isolatore con le carpenterie metalliche per il fissaggio alle strutture

- Il fissaggio alla parte inferiore, nella quale si hanno dei getti in opera, è fatto mediante zanche metalliche.

- Il fissaggio alla parte superiore è fatto mediante un bicchiere metallico nel quale entra il pilastro dopo l'esecuzione del taglio.

Nella figura non è mostrato il parapolvere che è sempre presente quando la superficie di scorrimento principale presenta la concavità verso l'alto mentre può essere omesso quando la superficie principale è posta superiormente con la concavità verso il basso.

Ovviamente questi dettagli non sono che degli esempi riferiti ad una condizione particolare. Nella pratica le situazioni che si incontrano sono molteplici ed i dettagli costruttivi possono essere molto diversi.

5. CONCLUSIONE

Quando applicabile l'isolamento sismico è sicuramente la tecnica più efficace ed economica per l'adeguamento sismico. Inoltre l'isolamento sismico ha il grande vantaggio di proteggere dal terremoto anche il contenuto della struttura e le parti non strutturali.

Ogni progetto di isolamento sismico pone dei problemi differenti da risolvere. Gli esempi descritti in quest'articolo mostrano come le tecnologie esistenti possano essere adattate alle situazioni più disparate.

II CASO DI UN PONTE IN C.A.P. A CAMPATA SEMPLICE: PROVE, ANALISI E MODELLAZIONE

Daniel Meloni¹, Monica Valdès¹, Nicoletta Trulli¹, Alessandro Cabboi¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica - Università degli Studi di Cagliari

SOMMARIO

L'obiettivo di questo lavoro è la valutazione della sicurezza strutturale di un ponte in c.a.p. a travata semplice, sito in un'importante arteria stradale a pochi chilometri da Cagliari. Il giudizio sull'affidabilità del manufatto scaturisce da un processo di diagnosi che muove dall'analisi visiva e prosegue con le prove in situ consistenti in test non distruttivi e prove di carico statiche e dinamiche, le cui risultanze hanno consentito la calibrazione di un modello agli elementi finiti, in grado di rappresentare in maniera esaustiva lo stato tenso-deformativo della costruzione. La validazione del modello numerico si basa principalmente sulla correlazione tra il risultato della prova dinamica in situ, in termini di frequenza fondamentale, e dell'analisi modale effettuata sul modello numerico.

SUMMARY

The aim of this paper is the evaluation of the structural safety of a single-span prestressed concrete bridge, placed in a thoroughfare, a few kilometres far from the city of Cagliari. The judgement on the reliability of the structure spreads from a diagnosis process starting from the visual inspection and passing through in situ tests, consisting in non-destructive tests and static and dynamic testing, whose results allowed the calibration of a finite element model, capable of representing accurately the stress-strain response of the structure. The validation of the numerical model is based primarily on the correlation between the results of the dynamic testing, in terms of fundamental frequency, and the numerical model modal analysis.

1. STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA

1.1. Descrizione generale del manufatto

Il ponte di prima categoria (Fig. 1), realizzato tra il 1963 e il 1964, si sviluppa in un'unica campata di luce netta pari a 17 m. L'impalcato, avente larghezza pari a 10.10 m, è costituito da 14 travi (tipo TAS 80/32) precomprese e una soletta di completamento gettata in opera, presumibilmente collaborante, avente spessore pari a 0.20 m. L'irrigidimento trasversale dell'impalcato è assicurato da 3 traversi intermedi (0.25x0.90 m) e due di testata (0.50x0.90 m) gettati in opera, e dalla stessa soletta di completamento. La sovrastruttura, comprendente sia la massicciata che lo strato d'usura in asfalto, che da progetto doveva avere uno spessore variabile dagli 0.08 ai 0.20 m. Quanto alle singole travi, stando al progetto e alla relazione di calcolo originaria, la maschera di precompressione risulta costituita da 82 trecce in acciaio armonico 3x24/10. Oltre al numero delle trecce e la posizione del cavo risultante, i documenti in possesso non forniscono ulteriori informazioni sull'effettiva distribuzione interna delle armature di precompressione o lente, sebbene si sia potuto verificarne direttamente la posizione all'intradosso, perché in parte visibili e comunque oggetto di saggio nel corso delle indagini effettuate. Strutturalmente l'impalcato è stato ideato come semplicemente appoggiato su spalle in calcestruzzo non armato di 1.20 m di spessore e corredate da muri d'ala di 0.40 m. L'opera è fondata, su pali troncoconici battuti in c.a. centrifugato di diametro in testa pari a 0.35 m. I pali sono

armati longitudinalmente con tondini d'acciaio Aq 40/50 (tensione di rottura non superiore a 500 N/mm²) e staffe a spirale di diametro 24/10 mm e passo variabile da 30 a 60 mm. Quanto alla classe del calcestruzzo gettato in opera, data l'età del progetto, si fa unicamente riferimento alla miscela che prevede l'uso di 350 Kg/m³ di cemento "730", l'attuale CEM I 42,5. Si ritiene che tale indicazione debba corrispondere come minimo ad una classe C32/40. L'impalcato prevede inoltre un guard-rail in acciaio posizionato su entrambi i lati su un cordolo di 0.30 m.

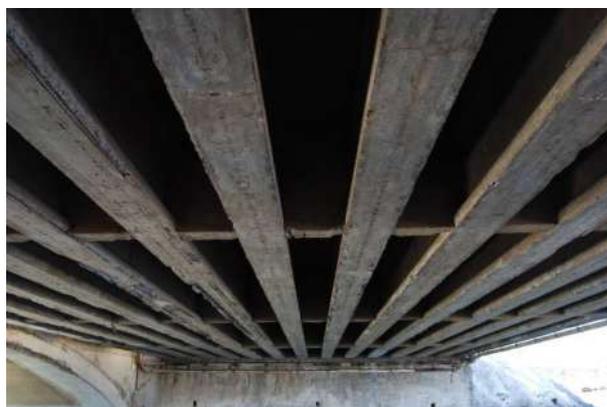


Figura 1 – Intradosso dell'impalcato.

1.2. Indagini sperimentali

L'opera d'arte è a tutt'oggi soggetta ad un traffico veicolare intenso, inoltre è stata oggetto di dissesti e riparazioni. Una recente alluvione, ha prodotto lo scalzamento delle fondazioni e il danneggiamento delle spalle, a seguito dei quali si è reso necessario un intervento di ripristino d'emergenza. L'intervento è consistito nell'esecuzione di getti di calcestruzzo per tamponare i vuoti creati dall'onda di piena durante l'alluvione. L'episodio alluvionale ha destato l'attenzione sulle condizioni dell'impalcato che presenta un diffuso e profondo stato di degrado dei materiali.

In questo contesto si inserisce il processo diagnostico, con un'indagine preliminare di seguito illustrata, comprensiva di esame visivo, analisi sclerometrica, prove di Pull-Out e per la determinazione della profondità di carbonatazione. In seguito saranno riportati brevemente i risultati ottenuti.

1.2.1. Indagine visiva

L'esame ha messo in luce uno stato di degrado diffuso del calcestruzzo. Sia per l'esiguità del copriferro (variabile tra 5 e 15 mm), che per l'effetto della carbonatazione, appaiono del tutto compromesse le treccie di precompressione, per lo meno quelle degli strati superficiali (Fig. 2). Alcune di esse sono lasche o addirittura recise (Fig. 3). Considerando inoltre che la struttura è situata in un ambiente fortemente aggressivo come quello marino, appare evidente la condizione allarmante [1,2].



Figura 2 - Vista intradosso trave



Figura 3 - Vista intradosso trave

1.2.2. Analisi sclerometrica

Lo strumento impiegato è uno sclerometro tipo Schmidt marca SEB; le prove sono state condotte in accordo con la norma UNI-EN 12504-2 [3]. Le misurazioni effettuate porgono i seguenti valori di resistenza media (Tab. 1).

Tabella 1 - Risultati analisi sclerometrica

Trave	Indice sclerometrico	Scarto massimo	Resistenza [N/mm ²]
2	42	17%	42
7	47	24%	51
10	42	11%	42
14	50	12%	58

La tecnica impiegata consente solo una stima approssimata della resistenza del calcestruzzo, in primis perché l'indice sclerometrico è direttamente correlato alla sola durezza superficiale, inoltre è soggetto ad interferenze dovute allo stato della stessa superficie analizzata. I risultati riepilogati supportano comunque l'ipotesi di una classe di calcestruzzo superiore alla C32/40.

1.2.3. Prova di Pull-Out

La prova, più affidabile di quella sclerometrica perché affetta da meno incertezze ed interferenze, è regolamentata dalla norma UNI EN 12504-3 [4]. Si è usato il metodo degli inserti post-inseriti, effettuando una foratura ed inserendo successivamente un tassello meccanico d'acciaio. Il valore della forza di trazione necessaria ad estrarre il suddetto tassello è indicativa della resistenza a compressione. I risultati della prova sono riepilogati di seguito (Tab. 2); nell'ultima colonna compaiono i valori di resistenza a compressione dedotti secondo la formula danese:

$$P = 2.2 + 0.75R_c \quad (1)$$

Tabella 2 - Risultati prova Pull-Out

Trave numero	Lettura [KN]	R _c [N/mm ²]
2 (I misura)	31	38.4
2 (II misura)	55	70.4
7	55	70.4
10	31	38.4
14	49	62.4

1.2.4. Analisi della profondità di carbonatazione

Sui campioni di calcestruzzo ottenuti mediante la prova di pull-out è stato effettuato il test colorimetrico con la fenolftaleina all'1% in alcol etilico, che consente di distinguere le zone di calcestruzzo normalmente sane da quelle carbonatate. Dalle analisi effettuate si deducono i valori di penetrazione (Tab. 3), ampiamente superiori all'esiguo copriferro misurato sulle travi (15 mm) [5].

Tabella 3 - Risultati analisi della profondità di carbonatazione

Trave numero	Nome Campione	Profondità [mm]
2	A	28
7	B	19
10	C	28
10	D	27
14	E	15

2. ANALISI STRUTTURALE DELL'IMPALCATO

2.1. Analisi delle sollecitazioni nella trave di bordo

L'esito delle precedenti rilevazioni ha destato forti perplessità sul livello di sicurezza della struttura e sulla sua adeguatezza al carico veicolare registrato quotidianamente ed ha spinto ad un approfondimento delle analisi.

Per la determinazione delle sollecitazioni si è fatto riferimento ai carichi di normativa riportati nel Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [6], relativamente ai carichi mobili previsti per ponti di prima categoria, ai carichi permanenti verificati in situ e alla configurazione di carico più sfavorevole per la trave considerata (Figg. 4, 5).

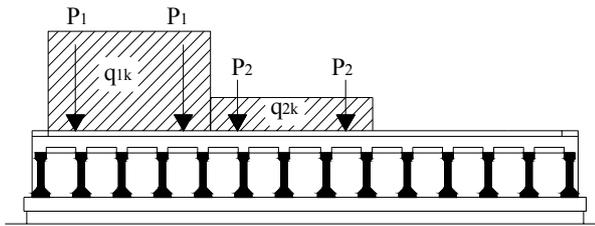


Figura 4 – Sezione trasversale dello schema di carico

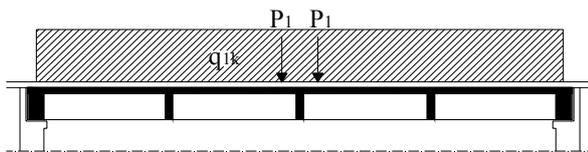


Figura 5 – Sezione longitudinale dello schema di carico

Lo schema adottato per il calcolo dell'impalcato sotto esame si identifica con lo "Schema di Carico 1" della normativa di riferimento [6]. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

Lo schema statico utilizzato per la determinazione dell'azione di calcolo, prevede travi semplicemente appoggiate alle estremità. Per quanto riguarda la scelta delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e il giudizio sulla collaborazione tra la soletta, le travi ed i traversi sussiste un certo margine di incertezza. Ponendoci in una condizione a vantaggio di sicurezza si è calcolato il momento flettente riferito alla mezzeria della trave di bordo, ottenuto assumendo un R_{ck} 40 N/mm^2 per travi, traversi e soletta. Tale calcolo è stato condotto tenendo in conto la ripartizione dei carichi trasversali secondo il metodo tabellare di Guyon – Massonnet – Barès [7,8] e considerando anche il caso di non collaborazione della soletta col sottostante graticcio. La determinazione del modulo elastico ha seguito le indicazioni del D.M. 14/01/2008 [6], pervenendo ad un valore pari a 33643 N/mm^2 . Il valore del momento flettente così ottenuto, relativo alla combinazione di carico dello Stato Limite Ultimo è contenuto nel seguente range:

$$M_{max} = 1414 \div 1531 \text{ kNm}$$

2.2. Valutazione della capacità portante dell'impalcato

Come descritto nel paragrafo precedente si è scelto di assumere per il calcestruzzo un R_{ck} pari a 40 N/mm^2 . Per

quanto riguarda la resistenza caratteristica a rottura, f_{ptk} , delle trecce precomprese, si è fatto riferimento al valore riportato nel progetto originario del manufatto:

$$f_{ptk} = 20000 \text{ N/mm}^2$$

Il tiro di precompressione finale al netto delle perdite, considerando la precompressione efficiente al 100 %, è pari a:

$$N = 1167 \text{ kN} \quad (\sigma_i = 1050 \text{ N/mm}^2)$$

In assenza di informazioni specifiche, la configurazione della maschera di precompressione è stata dedotta per confronto con le schede tecniche delle travi prodotte dalla stessa società e appartenenti alla stessa serie (Fig. 6).

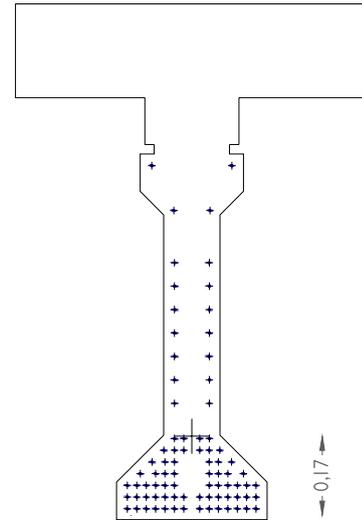


Figura 6 – Maschera di precompressione ipotizzata

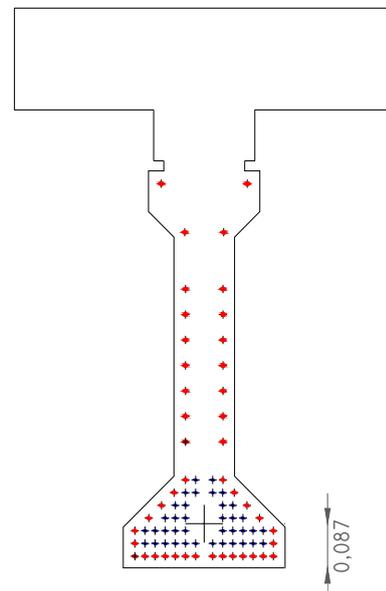


Figura 7 – Maschera di precompressione residua (50%)

Da questa è stata dedotta una prima stima del momento ultimo:

$$M_u = 1524 \text{ kNm}$$

Ricordando però l'elevata profondità di carbonatazione in alcune travi in relazione al copriferro esistente, e l'indagine visiva, è parso evidente che le treccie più periferiche, trovandosi in uno stato di avanzata ossidazione, potessero non garantire la completa efficienza della precompressione di progetto. Pertanto si è proceduto a reiterare il calcolo della capacità ultima, ipotizzando prima la condizione più sfavorevole (Fig. 7) che esclude tutte le treccie periferiche della trave (efficienza di precompressione: 50%) e in secondo luogo escludendo solo le treccie più esterne contenute nell'ala inferiore della trave (efficienza di precompressione: 70%), (Fig. 7).

Nel primo caso si è ottenuto un momento ultimo pari a:

$$M_u = 798 \text{ kNm}$$

Mentre nel secondo caso si è pervenuti ad un momento ultimo pari a:

$$M_u = 1058 \text{ kNm}$$

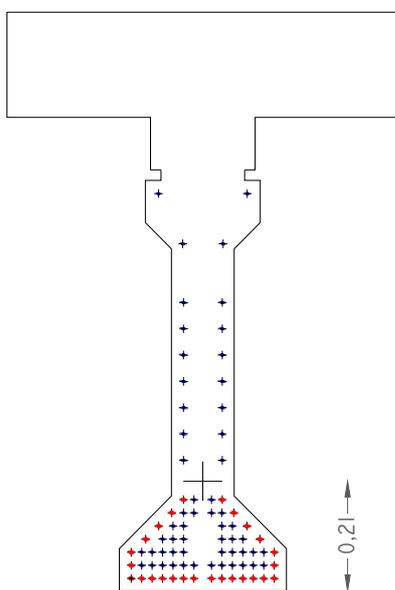


Figura 8 – Maschera di precompressione residua (70%)

2.3. Prime conclusioni sulla sicurezza strutturale

Il giudizio sulle condizioni di sicurezza del ponte appaiono gravemente negative agli effetti di qualsiasi tipo di verifica effettuata in questa prima fase: ispezione visiva, indagini non distruttive in situ, verifica strutturale. Peraltro, essendo molti dei parametri intrinseci della struttura, quali grado di vincolo e rigidità, ricoperti da un velo di incertezza, alcune delle valutazioni suesposte sono state condotte sulla base di schematizzazioni a vantaggio di sicurezza. La successiva identificazione strutturale effettuata tramite metodi di prova dinamica e statica è stata quindi condotta per ridurre tale margine di incertezza.

3. PROVE DI CARICO STATICHE E DINAMICHE

3.1. Prova di carico statica

La prova di carico statica è stata realizzata da una ditta specializzata. La modalità di prova è consistita nel caricare l'impalcato mediante due mezzi pesanti incolonnati a cavallo della mezzeria e a ridosso del cordolo lato mare del ponte

(Fig. 9,10), massimizzando in tal modo gli effetti sulla trave di bordo dal lato mare, in termini di momento flettente e di freccia. Gli abbassamenti dell'impalcato sono stati misurati mediante due autolivelli ad alta precisione, uno elettronico sul lato mare del ponte e l'altro meccanico a lamine piane parallele, sull'altro lato. Per mezzo di questi sono state traggurate delle stadie ottiche a lamina Invar posizionate in numero di 3 sui due bordi dell'impalcato, ancorate al guard-rail, una nella sezione di mezzeria e le altre due in corrispondenza degli appoggi.

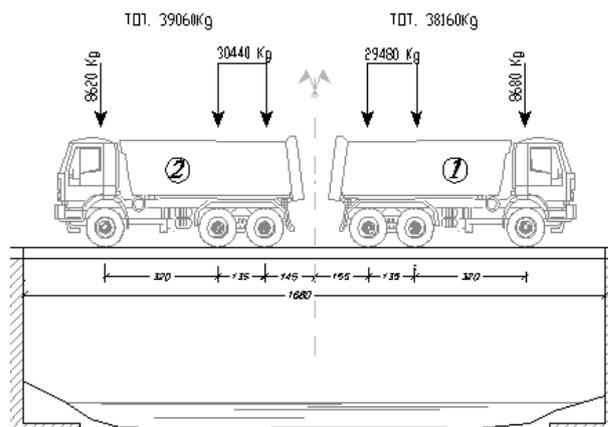


Figura 9 – Fase di carico

Come previsto dalle procedure di normativa per il collaudo dei ponti, a seguito delle prove è necessario controllare che le deformazioni elastiche sotto i carichi di prova siano inferiori a quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue, dopo il primo ciclo di carico, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi. La procedura di carico si è distinta in 2 cicli di prove, con tempi di esecuzione diversi. Per ciascun ciclo si sono osservate le frecce massime in mezzeria della trave di bordo e le rispettive frecce residue. In basso (Tab. 4) sono riportati i valori più significativi riferiti alla trave di bordo lato mare.

Tabella 4 – Risultati prova di carico statico

Ciclo di carico	Ora	N° Camion	Frecce [mm]
1°	11:06	Scarico	0.00
	11:20	1	3.36
	11:56	1-2	6.53
	11:58	1	3.83
	12:07	Scarico	0.66
2°	12:12	Scarico	0.00
	12:15	1-2	5.60
	12:20	Scarico	0.03

La freccia, al raddoppio del carico, ha subito un incremento del 94 %, denotando una crescita della deformazione quasi proporzionale al carico e quindi un comportamento elastico e lineare della struttura. Dopo circa 10 min si sono rilevate le frecce residue dell'impalcato, pari a 0.66 mm nella sezione di mezzeria, inferiore al 15% (0.97 mm) della freccia massima, come richiesto dalle disposizioni

normative. Il secondo ciclo di prova è caratterizzato da tempi più brevi. L'abbassamento in mezzzeria si porta ad un valore relativo pari a 5.6 mm e la freccia residua tende ad annullarsi (0.03 mm). Confrontando i valori delle frecce (dedotti del residuo) dei due cicli, si ottiene l'indice di ripetibilità che è uno dei fattori caratteristici delle prove di carico. Il rapporto percentuale è pari al 95 %, che indica una sufficiente ripetibilità della prova.

Il responso positivo della prova di carico statica è però viziato da una scelta dei carichi di prova non conforme alle prescrizioni di normativa [6], che richiede che questi siano tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche rare. Nel nostro caso l'entità del carico genera sollecitazioni nettamente inferiori rispetto a quelle provocate dai carichi di normativa. Facendo riferimento alla schematizzazione di calcolo riportata nel paragrafo 2.1, si è determinato, nella sezione di mezzzeria, il momento flettente di prova pari a:

$$M_{ps} = 354.29 \text{ kNm}$$

Mentre la sollecitazione flettente dovuta ai carichi mobili secondo le NTC 2008 è risultata pari a:

$$M_{NTC} = 761.93 \text{ kNm}$$

In conclusione la sollecitazione generata dalla prova di carico è pari al 47 % di quella calcolata secondo i carichi di norma e quindi appare insufficiente a fornire adeguate garanzie sul comportamento dell'impalcato in esercizio, per esempio rispetto all'assenza di deformazioni anelastiche. La scelta è stata però condizionata dall'esigenza di non interrompere il flusso veicolare e quindi di operare su una sola corsia e procedere nel modo più speditivo possibile.

Per avere un giudizio più significativo sul comportamento della struttura si è reso necessario fare riferimento ad un adeguato modello teorico che è stato calibrato sulla base delle prove dinamiche illustrate di seguito eseguite anch'esse da una società specializzata.

3.2. Prova di carico dinamico

Al fine di valutare l'entità delle vibrazioni indotte artificialmente sull'opera ed il loro contenuto in frequenza, si è proceduto con le seguenti fasi:

- posizionamento dei trasduttori di misura;
- registrazione nel tempo delle vibrazioni indotte dal normale traffico veicolare;
- registrazione delle vibrazioni indotte dal passaggio di un autoveicolo su un dosso artificiale.

La tecnica di prova è consistita nella registrazione simultanea della risposta dinamica in due punti dell'impalcato (Fig. 10). I segnali acquisiti nel dominio del tempo sono stati analizzati nel dominio della frequenza, tracciando i diagrammi degli autospettri (Fig. 11) e delle densità spettrali di potenza incrociate (Fig. 12), rappresentate in termini di ampiezza e fattore di fase e le relative funzioni di coerenza (Tab. 5). Si ricorda che la presenza di picchi nei grafici degli autospettri indica le possibili frequenze di risonanza strutturale (metodo Peak - Picking) [9,10]; la conferma di ciò è data dalla presenza di picchi nei Cross-Spettri in corrispondenza delle stesse frequenze, con valori significativi del fattore di fase (differenza di fase nulla o in opposizione di fase) e della funzione di coerenza (valori prossimi all'unità). I valori della coerenza sono soddisfacenti per tutte le frequenze individuate, il che indica la qualità delle registrazioni in relazione alla

presenza di rumore; la coerenza, infatti, può assumere valori compresi tra 0 ed 1 e rappresenta, alla generica frequenza, una misura della correlazione esistente tra le ampiezze spettrali di due segnali [11]. Dal diagramma degli autospettri sono evidenti molte frequenze di risonanza, solo alcune di esse però, possono essere assunte come frequenze proprie della struttura, come dimostra l'analisi del Cross-Spettro e dei suoi fattori di fase per ciascuna frequenza.

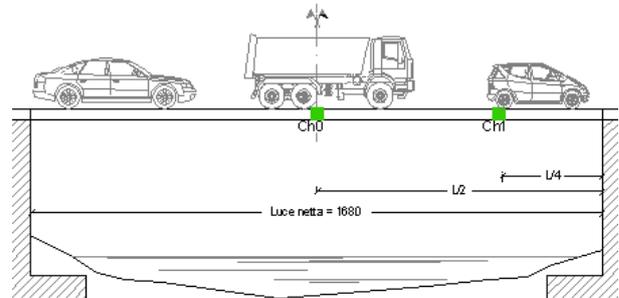


Figura 10 - Schema di monitoraggio sul traffico veicolare

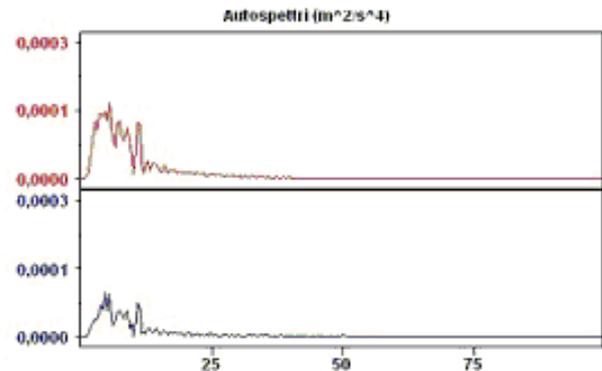


Figura 11 - Autospettri riferiti ai due canali di acquisizione

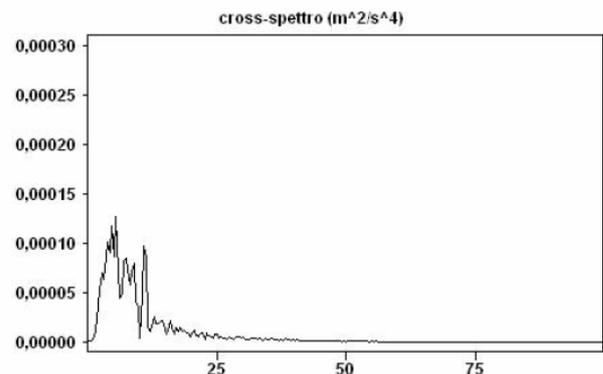


Figura 12 - Cross-Spettro tra i due punti di misura

L'annullarsi del fattore di fase è la condizione determinante nell'individuazione della frequenza propria. La frequenza dedotta dalle misurazioni effettuate durante la prova dinamica, è risultata pertanto pari a 7,42 Hz (Tab. 5), corrispondente al modo di vibrazione flessionale della struttura.

Tabella 5 – Cross-Spettro, differenza di fase e funzione di coerenza

Frequenza dei Cross-Spettri [Hz]	Differenze di Fase [°]	Coerenza
2.73	-6	0.99
3.91	-7	0.98
4.69	-10	0.97
5.47	-5	0.99
7.42	0	1.00
8.98	-3	1.00
10.94	11	0.97

4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO FEM

4.1. Analisi modale del modello FEM

Il modello numerico è stato realizzato mediante il software commerciale di calcolo Straus 7 release 2.3, sulla base degli elaborati grafici strutturali e della relazione di calcolo disponibile. Esso è costituito da 164637 nodi e da 127384 elementi brick; i gradi di libertà complessivi sono pari a 493436. Sono stati modellati i seguenti elementi dell’impalcato: travi, traversi intermedi e di testata, soletta di completamento e massicciata. Per garantire una mesh sufficientemente fitta, in grado di descrivere le variazioni locali di geometria della struttura, il lato degli elementi utilizzati per la discretizzazione dell’impalcato è mediamente compreso tra 80 e 150 mm. Si precisa che ci si è limitati alla modellazione dell’impalcato, escludendo l’influenza della spalla da ponte. L’interazione con esse è stata quindi imposta sulla superficie inferiore di appoggio dei traversi di testata, vincolando una fila di nodi in senso trasversale, in modo da simulare uno schema iniziale di semplice appoggio. La tabella seguente riassume le caratteristiche degli elementi principali che compongono il modello.

Tabella 6 – Caratteristiche elasto-meccaniche degli elementi brick

Elemento	N° Elementi	E [MPa]	ν	ρ [KN/m ³]
Travi	44800	33643	0.2	25
Traversi	17784	33643	0.2	25
Soletta	46000	33643	0.2	25
Massicciata	18800	5000	0.2	22

L’analisi modale è stata effettuata sul modello preliminare creato (Fig. 13), individuando frequenze naturali e modi propri di vibrare. Il solutore implementato consiste in una procedura iterativa, sub-space iteration method, che considera successive approssimazioni delle forme e delle frequenze proprie. L’analisi modale ha condotto all’identificazione delle frequenze naturali riportate sinteticamente nella tabella 7.

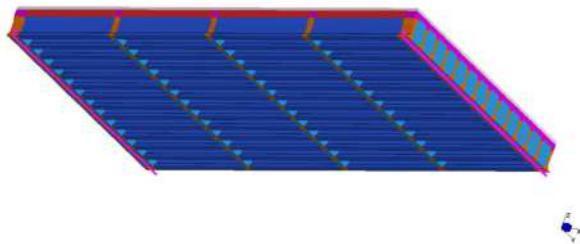


Figura 13 – Vista dell’intradosso del modello FEM

Tabella 7 – Primi 4 modi di vibrare

1° Modo [Hz]	2° Modo [Hz]	3° Modo [Hz]	4° Modo [Hz]
5.86	8.67	21.15	25.24

Il primo modo di vibrare è tipicamente flessionale e simmetrico rispetto all’asse longitudinale del ponte, in quanto gli spostamenti verticali situati in punti diversi lungo la medesima sezione trasversale presentano ampiezze simili e sono in fase tra loro. Il secondo modo è di tipo torsionale, in modo tale che i punti opposti situati nella medesima sezione trasversale vibrano in opposizione di fase. Il terzo modo di vibrare invece è sempre di carattere flessionale ma avente un’impronta marcata di emisimmetria rispetto alla mezzeria del ponte. Infine il quarto modo presenta un andamento leggermente più complesso con un accoppiamento flessor-torsionale. Ciascuna forma propria di vibrazione è rappresentata come una configurazione deformata del ponte (Fig. 14).

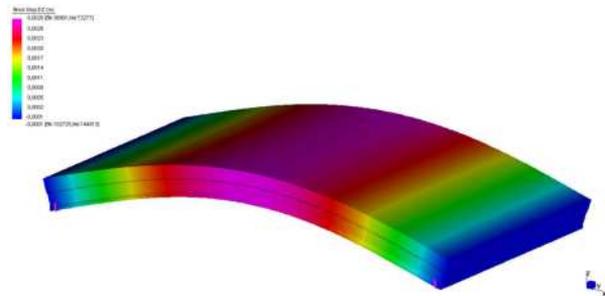


Figura 14 – 1° modo di vibrare (5.86 Hz), modo flessionale

Il modello appena descritto è caratterizzato da una prima predizione della condizione di vincolo e quindi della reale luce libera dell’impalcato, tenuto conto che la posizione effettiva della cerniera cilindrica di appoggio non è nota a priori in assenza di apparecchi di appoggio. Effettuando delle analisi riguardanti la condizione d’appoggio, l’influenza o meno dell’attrito e la presenza di un’eventuale continuità strutturale si è definito con più accuratezza la configurazione del vincolo. L’analisi modale sul modello così rivisitato ha fornito una frequenza fondamentale leggermente superiore, pari a 6.06 Hz.

4.2. Validazione del modello FEM

Il confronto delle frequenze naturali ricavate dall’analisi delle registrazioni accelerometriche (7.42 Hz) con le frequenze proprie ottenute dall’analisi modale (6.06 Hz) sul modello numerico, mostra una chiara discrepanza. La differenza tra i risultati FEA e i dati sperimentali sono dovuti all’incertezza delle proprietà fisiche che governano il modello: rigidità del materiale, condizioni di vincolo, interazione con la sottostruttura. L’operazione di minimizzazione dello scarto tra valori misurati e valori calcolati è stata realizzata variando per tentativi le grandezze in gioco e controllando a posteriori la differenza tra le risposte. Le proprietà sulle quali si è intervenuto per ottimizzare il modello sono state il modulo di Young degli elementi del graticcio dell’impalcato e la condizione di vincolo. La difficoltà di tale operazione risiede nel fatto che spesso è impossibile quantificare con esattezza

tali parametri, pertanto appare chiaro che la soluzione del problema di validazione non è unica [12]. In sostanza non esiste di per se alcuna certezza che il modello la cui risposta dinamica è la più vicina a quella della struttura, sia effettivamente il più aderente alla realtà. In ogni caso si è operata la calibrazione apportando modifiche ai parametri del modello che avessero un significato fisico.

Per attenuare l'effetto di queste incertezze si è proceduto all'elaborazione di ulteriori tre modelli ognuno dei quali è stato opportunamente calibrato. Il primo modello è stato calibrato incrementando esclusivamente il modulo elastico delle travi, il secondo incrementando il modulo elastico di travi, traversi e soletta, e il terzo modificando esclusivamente la condizioni di vincolo. L'adozione di un modulo elastico maggiorato rispetto alle iniziali previsioni è confortata da due aspetti: il primo è legato all'esito delle prove di pull-out da cui è emerso che la classe del calcestruzzo potrebbe superare un Rck 50; il secondo è legata alla maturazione del calcestruzzo. Per quanto concerne la modifica della condizione di vincolo di semplice appoggio, si è fatto leva sul fatto che alle estremità del ponte non sono presenti né giunti di dilatazione, né apparecchi d'appoggio. Questa condizione potrebbe concretizzarsi in un lieve, seppur rilevante, irrigidimento della struttura. Mentre, per l'assenza di opportuni apparecchi d'appoggio e per piccole sollecitazioni, la struttura incontra notevoli impedimenti agli effetti degli scorrimenti orizzontali. Tali ipotesi sono state modellate introducendo dei vincoli elastici verticali e orizzontali applicati alle estremità del modello.

Su ciascun modello calibrato è stata condotta un'analisi statica al fine di stabilire un range sia per l'abbassamento più probabile che per il momento flettente massimo. L'analisi è stata effettuata considerando i carichi permanenti e mobili previsti dalla normativa di riferimento [6], nonché il carico applicato durante la prova in situ.

4.2.1. Analisi statica e modale del 1° modello

La prima calibrazione è stata operata intervenendo esclusivamente sul modulo elastico delle travi prefabbricate soggette a precompressione.

Tabella 8 – Frequenza fondamentale ottenuta aumentando E

Modulo elastico [N/mm ²]	1° Modo [Hz]
64500	7.42

Tabella 9 – Valori di freccia e momento flettente 1° modello calibrato

Combinazioni di carico	f [mm]	M _{slu} [kNm]
Perm. + 1°, 2° colonna	15.1	1099.06
Prove di carico	4.7	

4.2.2. Analisi statica e modale del 2° modello

Il secondo modello è stato ottimizzato incrementando il modulo elastico sia degli elementi prefabbricati che di quelli gettati in opera, mantenendo tutti gli altri parametri costanti.

Tabella 10 – Frequenza fondamentale ottenuta aumentando E

Modulo elastico [N/mm ²]	1° Modo [Hz]
51500	7.42

Tabella 11 – Valori di freccia e momento flettente 2° modello calibrato

Combinazioni di carico	f [mm]	M _{slu} [kNm]
Perm. + 1°, 2° colonna	14.2	1392.52
Prove di carico	4.3	

4.2.3. Analisi statica e modale del 3° modello

Il terzo modello è stato calibrato mantenendo inalterato il modulo elastico assunto inizialmente (Tab. 6) e introducendo semplicemente dei vincoli elastici orizzontali e verticali alle estremità (Fig. 15). Il parametro di rigidità dei vincoli elastici verticali è stato assunto pari a 2.5×10^8 N/m, mentre quello assegnato alle molle orizzontali corrisponde ad un valore pari a 7.65×10^6 N/m (Tab. 12). Tali valori sono scaturiti da valutazioni effettuate sul modulo elastico longitudinale assunto per la sovrastruttura stradale e sul corrispondente modulo elastico trasversale.

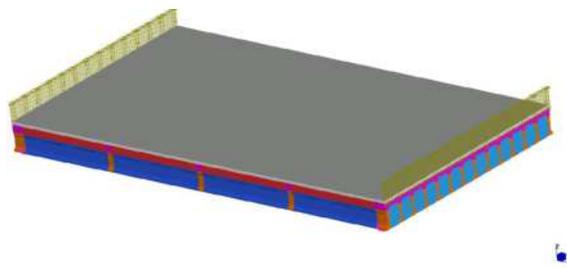


Figura 15 – Rappresentazione del modello con vincoli elastici

Tabella 12 – Frequenza fondamentale ottenuta con vincoli elastici

Rigidità [N/m]	1° Modo [Hz]
Verticale: 2.5×10^8	7.42
Orizzontale 7.65×10^6	

Tabella 13 – Valori di freccia e momento flettente 2° modello calibrato

Combinazioni di carico	f [mm]	M _{slu} [kNm]
Perm. + 1°, 2° colonna	13.8	1386.18
Prove di carico	4.1	

4.2.4. Riepilogo dei dati ottenuti

Il momento sollecitante massimo che dovrebbe generarsi nella sezione di mezzera della trave di bordo, considerando la combinazione di carico mobile con due colonne (Figg. 4,5), è definibile all'interno del seguente range:

$$1099 \div 1392 \text{ kNm}$$

Mentre le frecce dedotte dai modelli teorici così calibrati, che l'impalcato dovrebbe poggiere sotto l'effetto dei carichi di prova applicati in situ sono comprese nel seguente range:

$$4.1 \div 4.7 \text{ mm}$$

Le ipotetiche capacità portanti dell'impalcato sono state calcolate assumendo le tre ipotesi relative all'efficienza della precompressione, riepilogate nella tabella seguente.

Tabella 13 – Ipotesi sulla capacità portante dell'impalcato

Capacità portante	Precompressione		
	100 %	70%	50%
M _U [kNm]	1524	1058	798

Le prove di carico statico hanno invece fornito le seguenti frecce massime, depurate dai cedimenti agli appoggi, relative a due cicli di carico distinti:

5.14 e 6.22 mm

5. CONCLUSIONI

Sono stati elaborati diversi modelli numerici dell'impalcato da ponte esaminato, calibrandone la risposta sulla base delle prove dinamiche eseguite in situ. Date le incertezze sulle proprietà meccaniche degli elementi strutturali, le reali condizioni di vincolo, l'interazione tra le diverse parti e l'efficienza residua della precompressione, sono state formulate diverse ipotesi che hanno consentito di individuare degli intervalli di sollecitazione e risposta deformativa teoricamente verosimili, che sono poi stati confrontati con le risultanze delle prove statiche in situ. Analizzando i risultati della freccia elastica teorica dedotta dai modelli calibrati, si è ottenuto un intervallo di valori ristretto e sufficientemente affidabile. Al contrario, esaminando il range delle sollecitazioni si può riscontrare un più ampio margine di incertezza. Per limitare questa incertezza sarebbe necessaria una maggiore sensibilità nella calibrazione, acquisendo conoscenze più esaustive sulle caratteristiche della struttura sopra accennate, per esempio per il tramite di una più approfondita campagna di prove in situ.

Le condizioni di sicurezza del ponte in esame appaiono pregiudicate ai sensi di qualsiasi tipo di verifica effettuata. In particolare l'opera d'arte risulta inadeguata rispetto alle esigenze di traffico veicolare che l'attraversa, come tradotte dai carichi delle attuali normative. L'elevato livello di degrado non consente di prevedere una durevole vita utile residua agli elementi strutturali principali. È significativo che agli effetti di tutti i modelli calibrati, le prove di carico statiche eseguite in situ risultino di esito negativo, giacché la risposta sperimentale, in termini di freccia massima nella mezzera della trave di bordo, indica una maggiore deformabilità rispetto alle previsioni teoriche fino al 50%. Su questa base appare pertanto indifferibile un intervento tempestivo per lo meno di limitazione del traffico pesante.

Il punto 9.2 del D.M. 14/01/2008 cita che le prove statiche, a giudizio del collaudatore ed in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche. L'utilità di tali approfondimenti rispetto alle tecniche classiche di verifica in situ della sicurezza strutturale appare evidente nel caso in esame, poiché consente di mettere a punto modelli matematici più affidabili e di grande utilità sia nella valutazione dei risultati delle prove di collaudo, sia nella verifica periodica delle condizioni di sicurezza dei manufatti. A tale proposito le prove dinamiche con riferimento alla vibrazione ambientale si pongono come un ottimo strumento di verifica monitoraggio dello stato di salute delle opere.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DE NICOLO, B., MELONI, D., MISTRETTA, F., PIRAS M.V. (2010) – Inspection Based Approach for Security Assessment Concrete Bridges. *12th International Conference on Structural Faults + Repair-2010*, Edinburgh, Published by Engineering Technics Press Edinburgh Scotland, ISBN 0-947644-67-9
- [2] PIRAS, M. V., DEIAS, L., MISTRETTA, F. (2010) – Vulnerability assessment of a concrete bridge through fuzzy logic analysis of visual inspection compared to

chemical inspection. *International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium*, Venice, Italy

- [3] UNI EN 12504-2 (2001) – Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico
- [4] UNI EN 12504-3 (2001) – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Determinazione della forza di estrazione
- [5] DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- [6] MISTRETTA, F., PIRAS, M.V., CONCU, G. (2010) – Validazione della procedura di calcolo della profondità di carbonatazione secondo M.C. N°34, 2006. Applicazione ad un ponte in c.a.p.. *XVIII Convegno CTE*, Brescia.
- [7] BARES, R., MASSONNET, C. (1966) – Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la methode Guyon-Massonnet-Bares. Dunod
- [8] PETRANGELI, M. P. (1997) – Progettazione e costruzioni di ponti. Masson
- [9] BENDAT, J. S., PIERSOL, A. G. (1993) – Engineering applications of correlation and spectral analysis. Wiley Interscience
- [10] EWINS, D.J. (1995) – Modal testing. Theory and practice. Research Study Press, Imperial College, London
- [11] GENTILE, C., GENTILE, R., VALSECCHI, A. (2002) - Sperimentazione dinamica e modellazione strutturale di un ponte a travata in c.a.p., *14° Congresso C.T.E.*, Mantova
- [12] JURINA, L. (2007) – La caratterizzazione meccanica delle murature, parte terza: prove dinamiche. *CIAS Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni*, Cipro
- [13] FRISWELL, M.I., MOTTERSHEAD, J.E. (1995) – Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers, 1995.

LINEE GUIDA PER LA VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN C.A. NELLA PROVINCIA DI FOGGIA: CASO DI STUDIO

Mauro Mezzina¹, Giuseppina Uva¹, Domenico Raffaele¹, Francesco Porco¹, Andrea Fiore¹

¹ Dipartimento Icar, Politecnico di Bari

SOMMARIO

Il Dipartimento Icar del Politecnico di Bari, a seguito della convenzione stipulata con l'Autorità di Bacino Puglia, ha redatto le "Linee Guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura" destinate ai Tecnici incaricati di svolgere le verifiche di sicurezza richieste dall'ente gestore. Nella presente nota verrà illustrato, per un edificio in c.a. ubicato nella Provincia di Foggia, il protocollo di indagine e verifica contenuto all'interno delle Linee Guida. L'obiettivo del lavoro è stabilire, in presenza delle azioni controllate dall'uomo, la conformità ai criteri di sicurezza definiti dalle NTC, nonché valutare il Coefficiente di Vulnerabilità Sismica (CVS), in presenza delle azioni sismiche.

SUMMARY

The Icar Department of the Polytechnic in Bari, following the agreement with the Puglia Basin Authority, has prepared the "Guidelines for assessing the safety of public buildings with reinforced concrete structure or masonry" for technical experts responsible for carrying out security checks required by the operator. This paper was developed on a reinforced concrete building located in the Province of Foggia taken as a case study, investigation and verification protocol that it contained within the guidelines, with the aim to establish compliance with the safety criteria defined by the NTC in the presence of vertical loads. In addition, the protocol aims at the evaluation of the seismic vulnerability factor (CVS), an aid for preparing the annual and triennial plans, in the presence of seismic actions.

1. INTRODUZIONE

Gli scenari di danno riscontrati in occasione dei recenti eventi sismici hanno confermato la necessità di valutare sistematicamente i livelli di sicurezza degli edifici esistenti, che risultano per la maggior parte caratterizzati da tecniche progettuali e realizzative riferite a normative obsolete.

L'obbligatorietà da parte dell'Ente titolare dell'immobile di valutare la vulnerabilità dell'edificio, sancita in origine dall'art. 2, comma 3 e 4, dell'OPCM 3274 e meglio esplicitata dalle NTC, ha sensibilizzato gli operatori del settore ad un maggiore approfondimento delle metodologie finalizzate alle verifiche di sicurezza con riferimento alle indicazioni delle vigenti normative in materia.

In questo contesto, il dipartimento Icar del Politecnico di Bari e L'Autorità di Bacino Puglia hanno stipulato una convenzione per effettuare verifiche di vulnerabilità sismica sugli edifici scolastici della Provincia di Foggia. Nell'ambito della convenzione, sono state redatte le *Linee Guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con strutture in c.a. o in muratura* [1]. Le suddette Linee Guida sono destinate ai Tecnici incaricati di svolgere verifiche di sicurezza, con l'obiettivo di fornire uno strumento contenente non solo indicazioni metodologiche e operative da seguire, con riferimento alle vigenti normative italiane[2,3], ma anche utili indicazioni complementari d'ausilio nella pratica professionale. Le modalità di verifica illustrate all'interno, sono state concepite in modo da fornire risultati congruenti con le attuali NTC, in maniera tale che tutte le operazioni di conoscenza e valutazione possano essere interamente utilizzate dall'ente preposto nella fase di definizione dell'eventuale progetto di adeguamento o miglioramento.

La normativa indica le condizioni in cui le verifiche di

sicurezza devono obbligatoriamente essere effettuate (punto 8.3) e sottolinea che qualora emerga dalle verifiche una carenza dei livelli di sicurezza nei confronti dei carichi permanenti e delle altre azioni di servizio, si rendono necessari e improcrastinabili gli interventi atti ad assicurare il soddisfacimento di tutte le verifiche richieste dalle vigenti NTC. Le decisioni da adottare nel caso di inadeguatezza dell'opera rispetto alle azioni sismiche, sono più complesse e dovranno essere calibrate sulle singole situazioni in relazione alla gravità del deficit riscontrato, alle disponibilità economiche ed alle implicazioni in termini di pubblica incolumità. Pertanto, sulla base delle indicazioni introdotte dalla norma, le Linee Guida nascono per perseguire due obiettivi specifici:

1. Stabilire in presenza delle sole azioni controllate dall'uomo (carichi permanenti e azioni di servizio) se la struttura risulta conforme ai criteri di sicurezza definiti dalle NTC;
2. individuare per ogni edificio, in presenza di azioni sismiche, un parametro omogeneo di stima della vulnerabilità sismica che, pur non implicando necessariamente un immediato adeguamento sismico o la messa fuori servizio dell'edificio stesso, né definisca criteri di priorità nella redazione dei piani annuali e triennali.

2. CONTENUTI DELLE LINEE GUIDA

Le Linee Guida, ad esclusione delle note introduttive e delle finalità contenute nei primi due capitoli, sono costituite da 4 sezioni specifiche e 2 appendici. Nello specifico le ultime 3 sezioni delle Linee, sono dedicate interamente alla

valutazione della sicurezza degli edifici esistenti secondo le NTC. La prima sezione, comune a tutte le tipologie costruttive, affronta gli aspetti metodologici generali e fornisce il protocollo da seguire per l'effettuazione delle verifiche fornendo al tecnico indicazioni procedurali, dal reperimento della documentazione esistente fino agli elaborati da allegare alla relazione da consegnare all'ente gestore. Nelle ultime due parti, dedicate rispettivamente agli edifici in c.a. ed a quelli in muratura ordinaria, sono contenute indicazioni di dettaglio, e di completamento alla sezione precedente, in merito alle modalità di quantificazione del fattore di confidenza, alle diverse modalità di analisi e di verifica, nonché alle procedure per valutare il Coefficiente di Vulnerabilità Sismica in funzione del metodo di analisi adottato.

Rimandando al caso di studio trattato nel successivo punto 3 in cui viene illustrata l'applicazione del protocollo procedurale per le verifiche (Fig. 1) delineato attraverso i contenuti delle diverse sezioni delle Linee Guida, è ritenuto di maggiore interesse, in tale contesto, approfondire alcuni aspetti concettuali importanti per la pratica professionale.

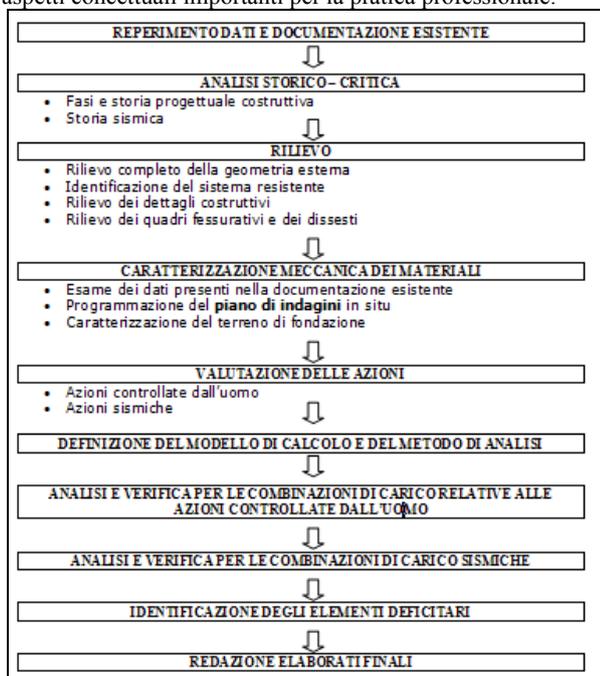


Figura 1 – Sinossi del Protocollo di indagine e verifica

Dal protocollo di Figura 1 emerge la netta distinzione, sottolineata nel documento, tra le analisi (e/o verifiche) nei confronti delle azioni controllate dall'uomo e quelle nei confronti delle azioni sismiche. Questo aspetto evidenzia le differenti implicazioni di scelta che si pongono dinanzi al Tecnico al termine della fase di verifica a seconda del tipo di azioni analizzate.

In particolare il tecnico, nell'ambito delle azioni controllate dall'uomo, ha il compito di:

- Verificare se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;

- indicare se l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- indicare se è necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Sotto le azioni sismiche invece deve:

- Verificare la conformità del livello di sicurezza alle richieste delle NTC;
- valutare il Coefficiente di Vulnerabilità Sismica (CVS) in grado di misurare in maniera omogenea il grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.

In merito a quest'ultimo punto il documento si prefigge di fornire uno strumento valutativo che indirizzi il professionista al tipo di intervento più idoneo, consentendo contemporaneamente all'ente gestore, di individuare, su scala territoriale, una priorità interventistica in base alla quale programmare interventi e destinare finanziamenti.

2.1 Coefficiente di Vulnerabilità Sismica (CVS)

Con riferimento all'azione sismica le Linee Guida prevedono di associare al generico edificio preso in esame il calcolo del coefficiente CVS definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della Capacità della struttura e la Domanda sismica, entrambe valutate allo SLV (assunto come unico stato limite da soddisfare per le verifiche nei confronti delle azioni sismiche).

$$CVS = \frac{PGA_C^{SLV}}{PGA_D^{SLV}} \quad (1)$$

I parametri rappresentativi di Domanda D e Capacità C sono le accelerazioni di ancoraggio PGA corrispondenti alle relative forme spettrali per lo stato limite di salvaguardia della vita.

Vista la variabilità dello spettro al variare del periodo di ritorno, la (1) risulta alquanto complessa, pertanto, in prima approssimazione, è possibile accettare una valutazione che prescindendo da tale variabilità e considerare la forma spettrale coincidente con quello adottato per lo SLV relativo al Periodo di Ritorno T_R assunto. Sulla base delle suddette ipotesi:

- In un'Analisi Lineare il CVS coincide con il rapporto fra la capacità dell'elemento, che per primo raggiunge il collasso sotto un'azione sismica crescente, e l'effetto prodotto dall'azione di progetto associata a T_R sull'elemento stesso;
- in un'Analisi Non-Lineare, il CVS è il rapporto fra la Capacità in spostamento e la Domanda in spostamento relativa allo $SLV(T_R)$.

Per gli edifici in c.a. l'accelerazione capacitiva PGA_C^{SLV} è assunta pari all'accelerazione di ancoraggio associata allo spettro di domanda che provoca per prima uno dei seguenti effetti su un elemento della struttura:

- Raggiungimento di collasso a taglio;
- Raggiungimento di collasso di un nodo;
- Raggiungimento della rotazione ultima rispetto alla corda;
- Raggiungimento della Capacità limite in fondazione.

2.2 Modalità di indagine e caratterizzazione meccanica degli edifici

La Normativa evidenzia per le costruzioni esistenti il ruolo fondamentale e propedeutico della fase di conoscenza

strutturale nelle verifiche di sicurezza, precisando gli obiettivi, i metodi ed il protocollo di indagine a cui il progettista deve fare riferimento.

La fase di conoscenza delle caratteristiche originarie della struttura può essere conseguita con livelli di approfondimento differenti (Livelli di Conoscenza LC), in funzione della qualità della documentazione originaria, dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali realizzate. Le molte esperienze negative, impongono di valutare non senza diffidenza i documenti dell'epoca, anche se disponibili, con particolare riferimento al certificato di collaudo ed alle prove sui calcestruzzi strutturali. Di conseguenza, la pianificazione e progettazione del *Piano di Indagine* (di seguito indicato con la sigla PI) finalizzato principalmente, alla caratterizzazione meccanica dei materiali, assume un ruolo primario nel processo valutativo.

La pianificazione delle indagini deve essere eseguita in modo da ottenere il requisito fondamentale del campionamento, dato dalla rappresentatività dello stato complessivo dell'edificio da indagare. Il PI deve far emergere attraverso l'indicazione, per ciascuna tipo di prova o saggio, dei punti da esaminare, gli elementi che hanno maggiore influenza sulla risposta strutturale dell'edificio.

Inoltre, è bene osservare, che il PI fa parte del progetto vero e proprio e deve essere predisposto nell'ambito di un quadro generale di studio volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse. Il tipo e la quantità delle indagini devono essere motivate negli elaborati finali in funzione del loro effettivo uso nelle verifiche.

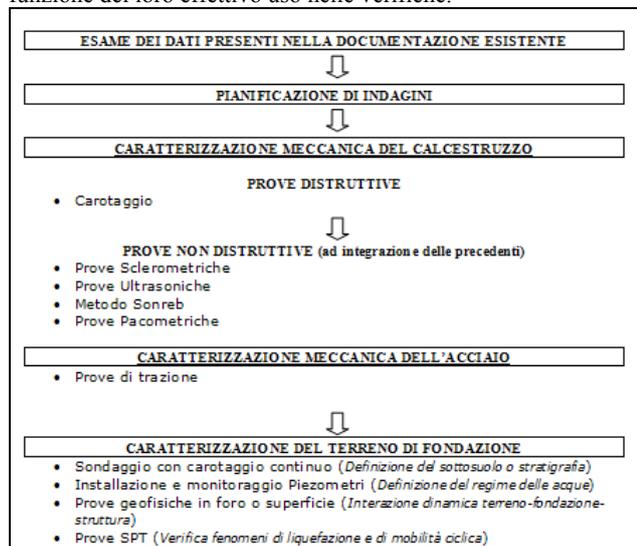


Figura 2 – Caratterizzazione meccanica di edifici in c.a.

Qualora in presenza delle sole azioni controllate dall'uomo, le verifiche dovessero essere non soddisfatte con il Livello di Conoscenza LC conseguito a valle della fase di indagine, si deve obbligatoriamente procedere alla integrazione ed approfondimento delle stesse, in modo da conseguire il livello di conoscenza superiore, fino a quello massimo possibile (LC3: Livello di Conoscenza Accurato).

Per individuare i “dati” necessari alla verifica statica di una qualsiasi struttura e delle sue parti, è necessario effettuare una indagine diagnostica attenendosi ad una procedura sistematica e sequenziale [4]. Le Linee Guida forniscono

indicazioni di dettaglio in merito alle metodologie di indagine in sito e in laboratorio dedicando le Appendici alla caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali rispettivamente per gli edifici in c.a. (Appendice A) e in muratura (Appendice B). In particolare per le finalità della presente, la caratterizzazione meccanica dei materiali di edifici esistenti in c.a. è perseguibile mediante una procedura schematizzabile in (Fig. 2).

3. CASO DI STUDIO

Il caso oggetto di studio è un edificio scolastico in c.a. ubicato in un comune della Provincia di Foggia, sul quale è stata effettuata un'analisi di vulnerabilità sismica. L'analisi è stata sviluppata attraverso l'applicazione del protocollo procedurale fornito dalle Linee Guida redatte dal dipartimento Icar in convenzione con AdB Puglia. Di seguito verrà illustrata la procedura utilizzata.

3.1 Dall'analisi storica al rilievo

Nel prosieguo vengono illustrati sommariamente i risultati ottenuti attraverso lo svolgimento dei primi 3 punti del protocollo: “*Reperimento di dati e documentazione esistente*”, “*Analisi Storica – Critica*” e “*Rilievo*”.

Il fabbricato è costituito da due livelli più un sottotetto non accessibile. Il piano terra presenta un'altezza di 3,30m, il piano primo di 3,10m e la copertura di 0,80m. Le fondazioni dell'edificio sono costituite da un graticcio di travi a T rovescia e presentano una base variabile tra 100cm e 230cm, mentre l'altezza è compresa tra 60cm e 250cm.

I pilastri hanno tutti sezione quadrata e si presentano ruotati di 45° rispetto all'asse orizzontale in modo da assumere forma romboidale. Questi al primo livello hanno lato di dimensione variabile tra 25cm e 45cm mentre al secondo ed al terzo livello buona parte dei medesimi risegano, presentando misure variabili tra i 25cm ed i 40cm.

Le travi in elevazione a spessore di solaio del primo livello hanno dimensioni 50/30cm, 60/30cm, 100/30cm mentre quelle emergenti risultano 20/80cm, 30/60cm, 30/70cm, 30/80cm. Al secondo livello le travi emergenti misurano 30/40cm, 30/50cm, 30/60cm, 30/70cm, 40/30cm, mentre quelle a spessore hanno tutte dimensioni pari a 80/30cm e 60/20cm, infine al terzo livello le travi misurano 60/34cm e 80/34cm.

I solai risultano realizzati con travetti prefabbricati e precompressi ed hanno spessori al primo livello pari a 30cm, al secondo livello ed in copertura presentano spessori pari a 20cm tranne che per il campo del sottotetto con luce di 945cm, dove lo spessore è pari a 30cm.

La documentazione progettuale reperita risale al 1961 ed è costituita da elaborati architettonici e strutturali di calcolo. La documentazione esistente non contiene elaborati relativi ad eventuali varianti o ad interventi strutturali rilevanti, ma è stato comunque constatato che nel corso degli anni l'edificio è stato oggetto di interventi di manutenzione ordinaria e abbattimento delle barriere architettoniche.

Al fine di verificare le dimensioni degli elementi strutturali (travi e pilastri) e le orditure dei solai, indicate negli elaborati originari, sono stati effettuati dei saggi esplorativi sulla fabbrica strutturale. Inoltre, in diversi punti è stato rimosso il coprifermo per rilevare la tipologia delle barre d'armatura, il diametro, il numero od il passo, ed il loro stato

di conservazione. Il numero complessivo di saggi esplorativi effettuati hanno consentito di raggiungere un livello di conoscenza pari a LC3. Va altresì sottolineato che non è stato possibile eseguire saggi, rilievi e indagini sui materiali relativamente alle strutture del piano sottotetto, a causa dell'altezza ridotta d'interpiano e delle oggettive difficoltà di accesso. D'altro canto, all'esame visivo, le membrature presentano un evidente stato di degrado.

Il rilievo ottenuto (carpenteria tipo in Figura 3) sulla base di un esame visivo e dei saggi ha portato alla luce diverse discordanze con gli elaborati progettuali soprattutto per quanto riguarda le dimensioni degli elementi che potrebbe far pensare ad una variante in corso d'opera del progetto originario.

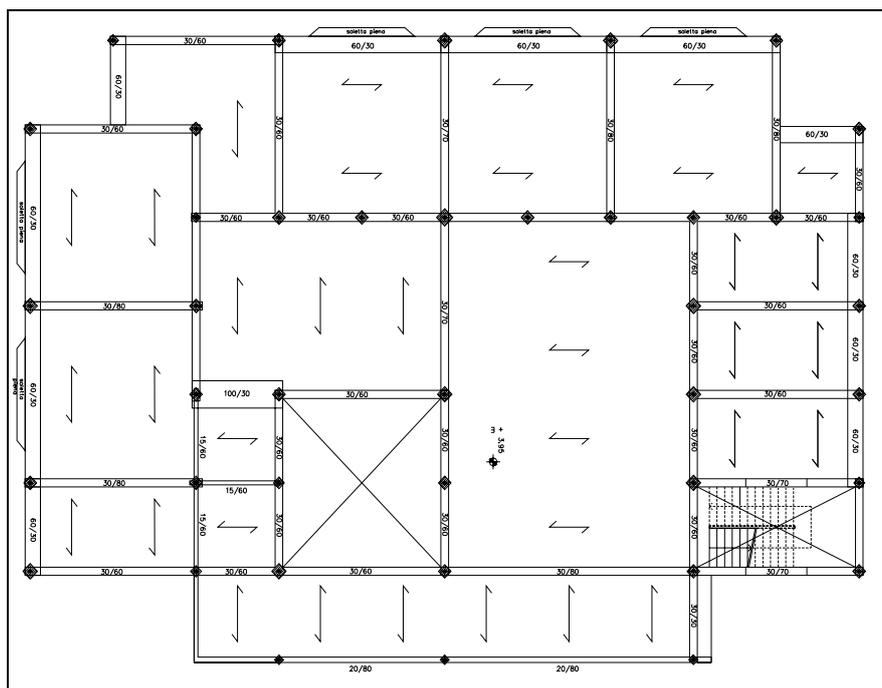


Figura 3 – Carpenteria tipo

3.2 Indagini sui materiali

Il presente paragrafo illustra sinteticamente i risultati ottenuti attraverso l'effettuazione del quarto punto del protocollo: "Caratterizzazione meccanica dei materiali".

Alla luce dei contenuti delle NTC, i Livelli di Conoscenza LC possono essere raggiunti in funzione di Limitate, Estese o Esaustive prove sui materiali. Per il caso in esame, le indagini sulle strutture e sui materiali sono state condotte con l'intento di raggiungere, complessivamente, un Livello di Conoscenza Accurato (LC3). Sono state pertanto eseguite un numero di indagini tali da ritenere le verifiche "Esaustive" (Tab. 1).

La scelta di raggiungere un più alto Livello di Conoscenza, se da un lato richiede un impegno economico maggiore per la fase esecutiva delle prove, dall'altro rende meno penalizzanti le verifiche strutturali (FC=1 per LC3) e di conseguenza meno onerosi gli eventuali interventi da adottare.

Dall'analisi storico - critica il progetto dell'edificio risale ai primi anni sessanta, pertanto la normativa vigente all'epoca della costruzione risultava la "Normativa cemento armato: Regio Decreto - Legge 16/11/1939 N. 2229".

Inoltre, dalla disamina dei calcoli di progetto, è stato possibile constatare come non sia stato effettuato un calcolo sismico della struttura, in quanto alla data di redazione del progetto, il comune risultava classificato come non sismico. Infatti, la prima classificazione sismica del sito risale al DM del 07 marzo 1981 "Dichiarazione di zone sismiche nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia".

Tabella 1 – Estratto della Tab. C8A.1.3° (da NTC 2008)

	Rilievo (dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario"	
Verifiche Esaustive	La quantità e disposizione delle armature è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls per 300m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

In Tab. 2 sono riportate le indagini distruttive e non distruttive (NDT), eseguite sui vari elementi strutturali dell'edificio.

L'individuazione degli elementi oggetto di indagini è contenuta all'interno di appositi elaborati progettuali costituenti il Piano di Indagine del fabbricato, di cui in Figura 4 si riporta l'elaborato relativo al piano di indagine sugli elementi del primo livello.

Tabella 2 – Indagini: Elementi Indagati

	Provini	Campioni	Indagini	Indagini
	cls	armatura	Pacometrica	Ultrasonora
	N°	N°	N°	N°
Travi di Fondazione	4	2	4	-
Pilastri I Livello	4	2	22	7
Pilastri II Livello	3	2	13	3
Travi I Livello	2	-	16	5
Travi II Livello	2	-	8	5

L'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove a schiacciamento effettuate sulle singole carote ha permesso di ricavare, per ogni classe di calcestruzzo, il valore medio f_m da utilizzare nelle verifiche. Nella fase di elaborazione occorre evidenziare che la resistenza ricavata dalle prove a compressione sui campioni ottenuti attraverso carotaggio, deve essere considerata con estrema prudenza. In quanto, i valori ricavati non sono direttamente confrontabili con quelli forniti da eventuali cubetti di prova, né tanto meno con il valore caratteristico di resistenza fissato in ambito progettuale.

Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{car,i}$ nelle corrispondenti resistenze in situ $f_{cis,i}$ è possibile utilizzare una delle svariate relazioni presenti in letteratura. Per il caso oggetto di studio è stata adoperata la relazione indicata in [1] e originariamente riportata in [5]:

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) f_{car,i} \quad (2)$$

dove

- $C_{h/D}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, pari a $C_{h/D} = 2/(1.5+D/h)$ con D diametro ed h altezza della carota;
- C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, pari ad 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari rispettivamente a 50, 100 e 150mm (per il caso in esame assunto pari a 1);
- C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse variabile da 1.03 per barre di piccolo diametro ($\phi 10$) a 1.13 per barre di diametro elevato ($\phi 20$), (per il caso di studio pari ad 1.03);
- C_d : coefficiente correttivo relativo al disturbo arrecato alla carota durante la fase di estrazione. In letteratura sono suggeriti valori oscillanti da 1.06 a 1.10 nel caso in cui le operazioni di prelievo vengano condotte con estrema accuratezza. Tenendo conto del fatto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, è opportuno assumere la convenzione $C_d = 1.2$ per $f_{car} < 20\text{Mpa}$, e $C_d = 1.10$ per $f_{car} > 20\text{ Mpa}$. Nel caso oggetto di studio è stato assunto pari ad 1.2 poiché le resistenze sono tutte risultate inferiori a 20 MPa.

La resistenza adottata nella fase di calcolo è riferita al valore medio delle N resistenze in situ $f_{cis,i}$:

$$f_{cis,med} = \frac{\left(\sum_1^N f_{cis,i} \right)}{N} \quad (3)$$

Dalle prove a trazione sui campioni di acciaio prelevati sono stati ricavati i valori allo snervamento ed a rottura che hanno consentito di classificare l'acciaio del caso di studio come acciaio dolce.

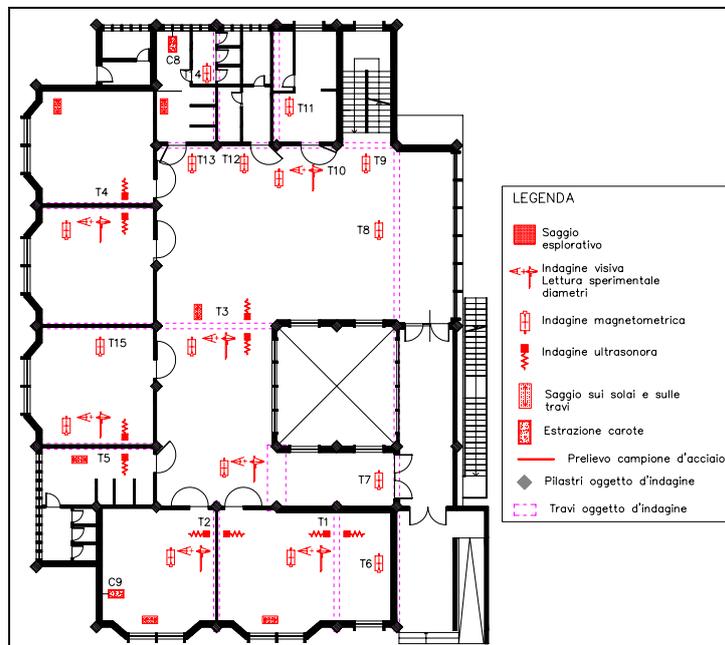


Figura 4 – Piano di indagine sugli elementi del primo livello

Le prove distruttive e le indagini NDT condotte sul calcestruzzo hanno consentito l'individuazione di classi omogenee materiale per le quali sono stati definiti i valori utilizzati per le verifiche. In Tabella 3 sono riportati i valori delle resistenze utilizzati nelle verifiche

Tabella 3 – Indagini: Elementi Indagati

Carotaggi	$f_{cis,media} - kg/cm^2$
Travi di fondazione	191
Pilastrini I Livello	127
Travi I Livello	110
Pilastrini II Livello	119
Travi II Livello	186

Prove sull'acciaio	$f_v - Mpa$
Travi fondazione	360.9
Pilastrini I Livello	392.8
Pilastrini II Livello	370.1

I valori medi riscontrati per alcune classi di calcestruzzo sono minori dei valori minimi previsti dalle normative vigenti all'epoca della progettazione. In particolare, le classi corrispondenti ai pilastrini ed alle travi del I livello sono leggermente al di sotto del valore limite di 120 kg/cm².

Per quanto attiene la caratterizzazione meccanica del terreno sono state effettuate indagini consistenti in: n.1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, n.1 prospezione sismica in foro Down-Hole, prove geotecniche su campione indisturbato per la valutazione delle proprietà fisiche-meccaniche e prove geotecniche per la valutazione della distribuzione granulometrica su 4 campioni rimaneggiati prelevati a diverse profondità.

Le indagini effettuate hanno permesso di determinare i parametri riassunti in Tab. 4.

Tabella 4 – Caratteristiche meccaniche del terreno

Tipo di suolo	B
ϕ	35°
γ	1800 kg/m ³
c	0 kg/cm ²

3.3 Analisi preliminari

Il presente paragrafo contiene alcune indicazioni operative propedeutiche alla fase di "analisi e verifica per la combinazione di carico sismiche".

I criteri di verifica sotto azioni sismiche tengono conto che gli elementi strutturali sono distinti in "duttili" (comportamento prevalentemente flessionale con crisi attinta per raggiungimento di deformazione limite) e "fragili" (comportamento prevalentemente tagliante con crisi attinta per raggiungimento della resistenza limite). Nel caso degli elementi in c.a. delle strutture a telaio, l'asta è definita duttile se l'azione tagliante V_{FLEX} valutata a partire dalla resistenza flessionale è minore della resistenza a taglio V_{SHEAR} . In caso contrario l'elemento è fragile.

Con riferimento alla valutazione della resistenza flessionale dell'elemento, espressa in termini taglianti V_{FLEX} sono state assunte nelle valutazioni le seguenti ipotesi:

- per i pilastrini, il momento resistente delle due sezioni di estremità è stato valutato considerando uno sforzo assiale corrispondente ai soli carichi gravitazionali da

combinazione sismica; inoltre, la usuale disposizione simmetrica delle armature e la distribuzione costante delle stesse lungo lo sviluppo longitudinale hanno condotto alla valutazione di un unico momento resistente;

- per le travi, vista la variabilità di armatura sia in sezione che lungo lo sviluppo longitudinale dell'elemento, sono stati valutati i momenti resistenti positivi e negativi, in ciascuna sezione di estremità e per ognuno dei 4 schemi semplici di Figura 5 (ottenuti considerando, per ogni verso del momento, lo schema con l'azione dei soli pesi propri e quello con l'azione combinata pesi propri – carichi variabili):

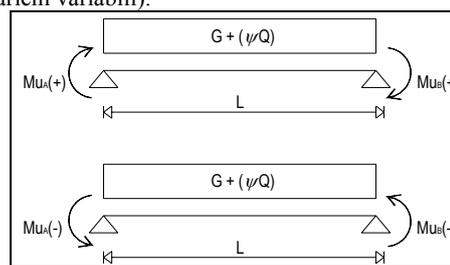


Figura 5 – Schemi di risoluzione per la classificazione del meccanismo duttile o fragile per le travi

Con riferimento alla valutazione della resistenza a taglio V_{SHEAR} dell'elemento:

- per i pilastrini è stata valutata un'unica resistenza a taglio in quanto caratterizzati da una distribuzione costante delle armature longitudinali e trasversali lungo lo sviluppo dell'elemento;
- nella valutazione della resistenza a taglio nelle estremità delle travi, è stata considerata la diversa efficacia delle armature trasversali (ferri sagomati) in relazione al segno della resistenza flessionale dell'elemento, espressa in termini taglianti V_{FLEX} . L'inversione del segno della resistenza V_{FLEX} potrebbe comportare l'inefficacia dei sagomati in quanto è invertita la posizione della biella a trazione del traliccio resistente.

4. RISULTATI

Il presente paragrafo racchiude sommariamente i risultati ottenuti dall'applicazione dei punti del protocollo: "valutazione delle azioni", "definizione del modello di calcolo e del metodo di analisi", "analisi e verifica per le combinazioni di carico relative alle azioni controllate dall'uomo e per le combinazioni di carico sismiche" ed infine alla "identificazione degli elementi deficitari". Le parti inerenti le analisi e le verifiche, sono state condotte mediante l'ausilio di un modello tridimensionale (Fig. 6) realizzato con un software commerciale di analisi strutturale.

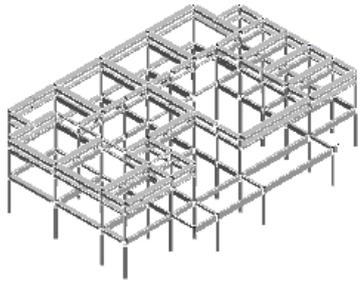


Figura 6 – Modello 3D

Come ipotesi iniziale, è stato ritenuto opportuno non effettuare le verifiche dei nodi di connessione, in quanto, per il caso oggetto di analisi, avrebbero indotto la formazione di collassi primari in corrispondenza degli stati limite sismici. Questo è dovuto all'assenza nei nodi conseguenza delle consuetudini progettuali e costruttive risalenti al periodo della costruzione, durante il quale le armature trasversali, già a volte insufficienti o inefficaci all'interno degli elementi strutturali, risultavano assenti nei nodi trave-pilastro.

4.1 Verifiche per Azioni Antropiche

Le azioni controllate dall'uomo includono:

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso dell'opera.

Nell'ambito delle suddette azioni le valutazioni di sicurezza sono state condotte con riferimento ai soli SLU, prendendo in conto la combinazione fondamentale (cfr. 2.5.3 NTC):

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots + \gamma_{Qn}\psi_{0n}Q_{kn} \quad (4)$$

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali, Q_{ki} (Tab. 3.1.II NTC) le azioni variabili legate alla destinazione d'uso, γ_{Gi} e γ_{Qi} coefficienti parziali di sicurezza per le azioni permanenti e variabili (Tab. 2.6.I NTC), ed infine ψ_{0j} i coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I NTC). Nel caso in esame, sono stati utilizzati i coefficienti validi per i carichi $G1$ anche per i carichi permanenti non strutturali G_2 in quanto risultano compiutamente definiti. Inoltre, ai coefficienti γ_{Gi} è stato assunto un valore unitario impiegando la combinazione favorevole.

Le risultanze delle verifiche per azioni antropiche svolte sul caso di studio hanno portato alla luce un quadro deficitario complessivo di entità lieve, sia sulle membrature verticali, che orizzontali. Sono stati redatti elaborati di sintesi contenenti l'indicazione degli elementi non soddisfacenti le verifiche. La mappatura grafica in pianta e/o in altezza degli elementi non soddisfacenti le verifiche consente l'individuazione di aree di debolezza della struttura utile ad indirizzare gli interventi di ripristino. In Figura 7 è riportata per la mappatura degli elementi non verificati per una Carpenteria tipo.

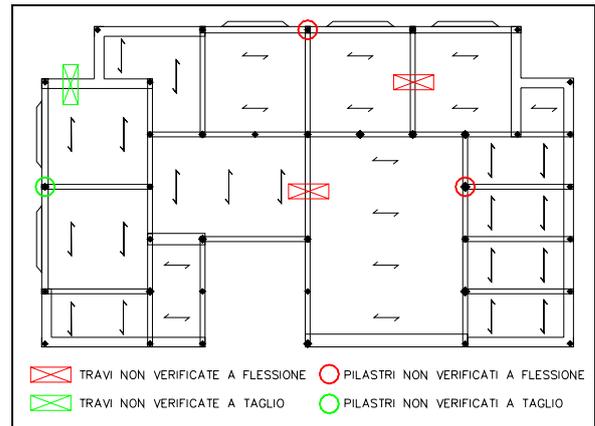


Figura 7 – Carpenteria tipo: Mappatura degli elementi non verificati

Nel complesso l'edificio mostra poche debolezze nei confronti delle azioni controllate dall'uomo e l'idoneità all'uso è da ritenersi possibile solo dopo un intervento di recupero degli elementi deficitari.

4.2 Verifiche per azioni sismiche

Nella valutazione della sicurezza per azioni sismiche è stata posta particolare attenzione agli aspetti riguardanti la duttilità. In quest'ottica sono state effettuate analisi volte a valutare se i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti sono in grado di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche dopo il superamento di soglie di plasticizzazione o frattura.

Le NTC consentono di limitare le valutazioni di sicurezza degli edifici esistenti ai soli Stati Limite Ultimi (SLU) lasciando a discrezione del Progettista la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio. Nell'ambito delle verifiche sismiche, le valutazioni di sicurezza possono essere condotte solo nei confronti di uno dei due stati limite ultimi previsti (SLV e SLC). Per le finalità del presente report, si persegue l'impostazione dettata dalle Linee Guida, per le quali si indicano i criteri di minimo in relazione ai soli SLV per le azioni sismiche, estendendo le valutazioni anche agli stati limite di esercizio (SLE) con dettaglio allo Stato Limite di Danno (SLD).

La combinazione sismica delle azioni (cfr. 2.5.3 NTC) è data da:

$$G1 + G2 + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (5)$$

con E azione sismica.

Il comportamento post-elastico è stato valutato mediante l'ausilio di un modello a plasticità concentrata che considera elastico il comportamento di ogni elemento strutturale, concentrando le deformazioni anelastiche in "cerniere plastiche" localizzate alle estremità degli elementi.

In generale il comportamento non lineare della sezione di estremità è definito da un legame M- ϕ o M- θ che è dipendente, nella sua implementazione, dalla luce di taglio L_V variabile all'aumentare delle forze incrementali di spinta.

Per la modellazione non lineare degli elementi costituenti la struttura, si è optato per la definizione di un legame M- θ caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

- Legame M- θ plastico incrudente ($M_{max} = \alpha M_y$);
- Rotazione di snervamento θ_y e ultima θ_u definite come

riportate, rispettivamente, al C8.7.2.5 e C8A.6 della Circolare n. 617 del 02/02/2009.

4.2.1 Analisi Statica Non-Lineare

Gli edifici esistenti, quando progettati per soli carichi verticali, come l'edificio oggetto di studio, risultano spesso caratterizzati da eccessiva deformabilità sotto le azioni orizzontali. In questi casi, l'uso di un'Analisi Statica Non-Lineare consente una valutazione attendibile del livello di vulnerabilità sismica, in quanto rappresenta un giusto compromesso fra le semplificazioni dell'analisi statica lineare e la complessità della dinamica non lineare.

Alla luce degli improcrastinabili interventi di recupero delle membrature deficitarie, la risposta non lineare della struttura, è stata valutando ipotizzando una configurazione dell'edificio comprensiva dei suddetti interventi.

In caso di Analisi Statica Non Lineare, in conformità ai contenuti del 7.3.4.1 delle NTC, passando attraverso la bilinearizzazione della curva di capacità, è possibile determinare la richiesta di spostamento della struttura per lo stato limite preso in esame. Pertanto, trasformando il sistema a reale (MDOF) in un sistema equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF) con l'ausilio del coefficiente di partecipazione Γ , la richiesta sismica in termini di spostamento è derivante dallo spettro di risposta elastico per lo stato limite in esame. Nel caso di studio in cui $T^* < T_C$, lo spostamento massimo associato allo stato limite considerato è determinabile mediante la (6):

$$d^*_{\max} = \frac{d^*_{e,\max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (6)$$

Le capacità sono state individuate in corrispondenza del raggiungimento dello snervamento nel primo elemento primario (SLD) e del raggiungimento dei 3/4 della rotazione plastica ultima del primo elemento primario (SLV). In Tabella 6, è riportata la Richiesta di Spostamento (Domanda D) e lo Spostamento Disponibile (Capacità C) per la direzione X valutata sulla base di una distribuzione di forze proporzionale alla prima forma modale.

Tabella 6 – Caratteristiche meccaniche del terreno

Verifica Sismica		
Analisi push-over in direzione X		
	SLD	SLV
D in mm	25.66	75.27
C in mm	13.28	57.29
Esito	NEGATIVO	NEGATIVO

Tabella 7 – CVS

Coefficiente di Vulnerabilità Sismica (CVS)		
	SLD	SLV
CVS	0.51	0.76

5. CONCLUSIONI

Nell'ambito della convenzione stipulata fra il Dipartimento Icar del Politecnico di Bari e l'Autorità di Bacino Puglia al fine di svolgere verifiche di sicurezza sugli edifici scolastici della Provincia di Foggia, sono state redatte

delle Linee Guide per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. ed in muratura.

Nella presente nota in forma di report, sono raccolti i risultati ottenuti a seguito di una verifica di vulnerabilità effettuata su un edificio scolastico ricadente nel territorio Foggiano. L'analisi, sviluppata secondo l'iter procedurale proposto dalle Linee Guida mostra, oltre la mera applicazione delle vigenti normative, il necessario approccio all'esistente mediante lo sviluppo per gradi del percorso di conoscenza della costruzione. Dalla lettura dell'applicazione al caso studio, è evidente la necessità di conoscere le caratteristiche intrinseche ed estrinseche dell'edificio come strumento propedeutico per la programmazione degli interventi di recupero.

L'intero lavoro sottolinea l'assoluta importanza assegnata dalle Linee Guida alla fase di verifica per carichi antropici ed al ruolo primario assunto dal Piano di Indagine all'interno del processo valutativo di un edificio esistente. Per un verso, infatti, si mira ad indurre il professionista a porre particolare attenzione a due aspetti che possono pregiudicare la qualità della valutazione durante la fase progettuale della campagna di indagine:

- tipologia e quantificazione dei dati da raccogliere per poter effettuare le valutazioni di vulnerabilità;
- procedure per la trattazione ed interpretazione dei dati.

Per altro verso, oltre al rispetto di standard prestazionali nei riguardi delle azioni sismiche, si tende a sottolineare come, per un edificio esistente, sia fondamentale l'esito delle verifiche per carichi antropici. Un esito avverso rende infatti necessari e improcrastinabili gli interventi volti a garantire l'idoneità all'uso e comporta, fino all'effettiva realizzazione dei preliminari interventi di somma urgenza, l'immediata inibizione all'uso.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. MEZZINA, F. PORCO, D. RAFFAELE, G. UVA – (2010), Linee Guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura. *Convenzione Dipartimento Icar, Politecnico di Bari – AdB Puglia.*
- [2] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2008), Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (DM 14/01/08) “Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30. 2008.
- [3] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2009), Circolare 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [4] G. PORCO – (2001), Monitoraggio e diagnostica su edifici in stato di dissesto, Relazione su invito, Giornata di studio AICAP-AIPND Roma.
- [5] Regione Basilicata – (2005), Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti. Dipartimento infrastrutture, opere pubbliche e mobilità CRiS – Centro di competenza regionale sul Rischio Sismico.

INTERVENTO EDILIZIO DI PORTA NUOVA GARIBALDI A MILANO

Antonio Migliacci¹, Danilo Campagna², Alessandro Aronica³

1 Politecnico Di Milano

1 MSC Associati S.r.l. Milano

2 MSC Associati S.r.l. Milano

SOMMARIO

Il presente lavoro vuole essere una sintesi descrittiva delle principali problematiche e delle soluzioni tecniche adottate nello sviluppo del progetto strutturale del comparto di Porta Nuova Garibaldi. Il progetto risulta essere, oltre che di importanza strategica per il pregio degli edifici in costruzione, un esempio concreto di applicazione delle diverse teorie inerenti alla progettazione delle strutture in cemento armato. Nel progetto infatti è sicuramente significativo l'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni e di miscele speciali per la realizzazione delle strutture portanti. Sicuramente risultano essere rilevanti anche le problematiche strutturali studiate per la realizzazione delle Torri in un territorio fortemente vincolato dalla presenza di infrastrutture e servizi preesistenti.

SUMMARY

This article summarizes the main issues and the technical solutions adopted in the development of the structural design of the Porta Nuova Garibaldi Project. The project proves to be both of strategic importance for the valuable buildings in construction and a concrete example of application of specific branches of the structural engineering for reinforced concrete. In fact in the design the use of high performance concrete and special mix designs for the load-bearing structures is extremely significant. Also the matters related to the construction of towers in an area strongly affected by existing infrastructures and services results to be of considerable interest.

1. Il progetto di Porta Nuova Garibaldi

L'area di Porta Nuova Garibaldi, che costituisce uno dei lotti del più vasto intervento di Porta Nuova a Milano, è ad oggi quella più avanzata dal punto di vista cantieristico. Questa area si estende tra Piazza Sigmund Freud, antistante la stazione ferroviaria di Milano Porta Garibaldi, e viale Melchiorre Gioia. La committente dell'intero comparto è costituita da Hines Italia SGR S.p.a. Fondo Porta Nuova Garibaldi che vede importanti investitori italiani e stranieri come Milano Assicurazioni, il fondo pensionistico TIAA-CREF. La costruzione dell'area Porta Nuova Garibaldi è affidata all'Impresa Colombo Costruzioni di Lecco che riveste il ruolo di General Contractor dell'intervento.



Figura 1 : Masterplan area Porta Nuova Garibaldi

Il masterplan dell'area di Porta Nuova Garibaldi prevede la costruzione di un nuovo centro direzionale che ospiterà attività terziarie (50.485 m²), residenziali (15.000 m²), ricettive

(15.000 m²), commerciali (10.000 m²) e manifestazioni espositive pubbliche (20.000 m²). Il quartiere si sviluppa su un doppio livello: una piazza posta a circa sei metri sopra al livello stradale che sarà collegata direttamente con il parco urbano e le funzioni terziarie e residenziali ed un "podio" che si sviluppa nei tre piani interrati al di sotto del piano piazza.

Attorno al "podio", che costituisce la suddetta piazza, sorgono tre Torri direzionali concepite dall'Architetto Cesar Pelli di cui la più alta, con la guglia, sfiorerà i 225 metri di altezza. Alle Torri si affiancano due edifici a destinazione uffici e commerciale progettati da +Arch. e l'Hotel Gilli da Studio Architetto Benati.

2. Il progetto strutturale

Il progetto strutturale delle tre Torri, a firma dell'Ing Danilo Campagna, è stato redatto da MSC Associati S.r.l. La supervisione strutturale alla progettazione è stata affidata al Prof. Antonio Migliacci, socio fondatore di MSC Associati S.r.l, infine il coordinamento delle attività progettuali è stato svolto dagli Ingg. Claudia Gregis ed Alessandro Aronica.

La progettazione è durata più di tre anni, a causa delle difficoltà legate all'altezza degli edifici ed all'interferenza con i sottoservizi e le infrastrutture esistenti (gallerie del Passante ferroviario e della linea Milano Greco) e in via di realizzazione (galleria linea MM5 e nuovo tunnel stradale "Porta Nuova"). La complessità e la delicatezza dell'intervento, in un'area così fortemente antropizzata, ha richiesto uno studio preventivo ed un monitoraggio continuo delle infrastrutture esistenti durante le fasi di costruzione delle tre Torri. Analogamente a quanto è avvenuto più in generale per l'intero intervento Porta Nuova, anche il progetto strutturale di Porta Nuova Garibaldi è stato sottoposto ai criteri di valutazione ambientale imposti dalla certificazione LEED (Leadership in Energy and Environmental Design). Dal punto di vista strutturale, la certificazione ambientale ha comportato

l'impiego di calcestruzzi e armature caratterizzati da elevate quantità di materiale riciclato di post-consumo e di post-produzione industriale. Nello specifico, delle 12000 tonnellate di acciaio utilizzate per la costruzione delle Torri e dell'area podio ben 10200 tonnellate, pari a circa 85 %, sono state prodotte dal recupero di rottami ferrosi. Per quanto riguarda il calcestruzzo mediamente il 15% della pozzolana presente nei cementi è risultata essere materiale di risulta proveniente dall'industria siderurgica. Il progetto strutturale ha dedicato particolare attenzione alle specifiche tecniche, anche in relazione alla richiesta prequalifica per i calcestruzzi ad alte prestazioni previsti nel progetto.

Una delle scelte fondamentali che si è dovuto affrontare nelle fasi preliminari della progettazione è come si dovessero concepire le strutture portanti in modo da rendere realizzabile quella che, nello stadio primordiale, era puramente un'idea architettonica rappresentata dal masterplan dell'Architetto Cesar Pelli.

Definire la tipologia dell'impianto strutturale e i relativi materiali è risultato essere una delle operazioni più delicate nell'iter della progettazione di un'opera così imponente.

In questa fase ci si è trovati quindi a doversi confrontare con tutte le contingenze relative ad una piuttosto che ad un'altra opzione progettuale.

Per Porta Nuova Garibaldi è stata fatta una scelta ben precisa, ovvero quella di realizzare tre Torri la cui struttura portante fosse eseguita integralmente in cemento armato.

Tale decisione rappresenta il risultato di un complesso problema costituito da molteplici variabili di natura sia tecnica che economica e culturale.

Da prima si vuole sottolineare come la realizzazione di un'opera rilevante, quale il progetto in questione, voglia rispecchiare, per quanto riguarda la componente strutturale, la classica cultura scientifica del cemento armato propria della tradizione tecnica italiana. Questo aspetto, che nel suo profondo è legato sentimentalmente ad una determinata dottrina culturale, vede in pratica un più concreto riflesso economico. In tutto l'iter realizzativo, che va dalla progettazione fino alla costruzione, un maggior "know how" del materiale utilizzato si riflette direttamente in un minor costo legato alla progettazione ed alle maestranze di cantiere. In secondo luogo, attraverso opportune analisi economiche di "value engineering", si è dimostrato che, per le altezze delle tre Torri del complesso in oggetto, il costo delle strutture in calcestruzzo si è rivelato competitivo con quello relativo alle medesime edificate in acciaio. Infatti, in un'economia globale sempre più fluttuante, una maggior stabilità del prezzo delle materie prime è la miglior garanzia sulla stabilità dei budget disponibili nello sviluppo del progetto.

In questa ottica l'adozione del calcestruzzo si è rivelata vantaggiosa dal punto di vista economico poiché la variazione dei costi di tale materiale, legata a fattori economici più nazionali che esteri, è risultata più contenuta.

Viceversa, la preferenza verso strutture in acciaio, sarebbe stata più rischiosa in quanto il costo di questa materia prima è invece più condizionato dai mercati internazionali.

Definito lo schema ed i materiali costituenti le strutture portanti, in merito al progetto delle tre Torri, si è fatta inoltre una scelta sicuramente innovativa legata all'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni. Porta Nuova Garibaldi è in realtà uno dei primi cantieri in Italia a prevedere l'impiego di calcestruzzi gettati in opera con resistenze superiori a quelle

mediamente designate per questo materiale. Di fatto la scelta è stata agevolata anche dalla semplificazione della legislazione tecnica che ne regola l'utilizzo. Infatti con l'avvento delle nuove norme tecniche NCT2008, entrate in vigore in modo definitivo nel Luglio 2009, viene data la possibilità al progettista di avvalersi di calcestruzzi ad alte prestazioni, denominati HPC, le cui resistenze siano comprese tra $55 < R_{ck} < 85$ MPa, semplificando le procedure tecniche che ne disciplinano l'uso. Nella precedente normativa DM96 l'impiego di questi materiali era più difficoltoso in quanto occorreva un'autorizzazione esplicita del Servizio Tecnico Centrale del Ministero LL.PP. su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Attualmente, già dall'emanazione delle NTC 2005, ripreso poi nelle NTC 2008, l'iter per l'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni tipo HPC è stato decisamente semplificato: per questo tipo di calcestruzzi secondo il punto 4.1 della NCT 2008 viene consentito l'utilizzo a patto che *"tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato siano accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposta sperimentazione preventiva e la produzione segua specifiche procedure per il controllo di qualità"*.

Di fatto, con una procedura di prequalifica, è stato possibile l'impiego di questi calcestruzzi sicuramente più prestazionali rispetto a quelli usualmente utilizzati nei cantieri italiani.

3. Le analisi economiche per la scelta dei calcestruzzi.

La scelta delle classi di calcestruzzo da utilizzare per i diversi elementi strutturali è stata ottimizzata attraverso uno studio realizzato in collaborazione con il CIS-E (Consorzio per Costruzioni dell'Ingegneria Strutturale in Europa) del Politecnico di Milano. Grazie a questo lavoro è stato possibile individuare, tra le varie possibili combinazioni tra i diversi elementi strutturali e le relative classi di resistenza dei calcestruzzi, quella più vantaggiosa dal punto di vista economico. In particolare le analisi di value-engineering sono state eseguite per la Torre A che rappresenta, per superfici di solaio e per la propria altezza, la Torre più importante dell'intervento di Porta Nuova Garibaldi. Questo edificio infatti conta 4 piani interrati e 32 fuori terra per un'altezza totale in copertura, misurata dal piano piazza, di oltre 140 m. Inoltre, in sommità della torre, è presente una guglia architettonica chiamata "Spire" che è realizzata da una struttura reticolare metallica.

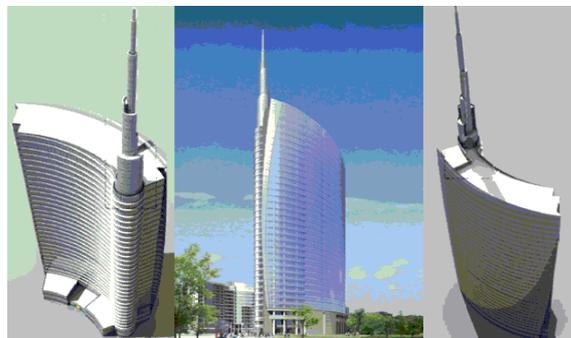


Figura 2: rendering Torre A

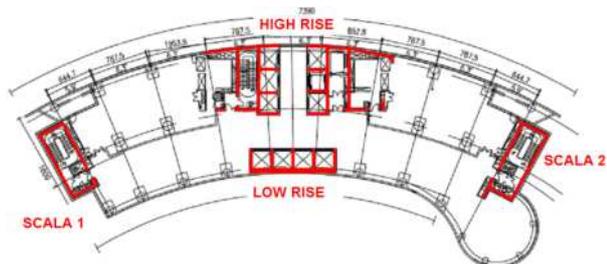


Figura 3 : Pianta piano tipo Torre A

Definito il layout preliminare delle strutture si sono analizzate le implicazioni tecnico-economiche legate all'utilizzo di calcestruzzi tradizionali o ad alte prestazioni, autocompattanti o meno. Si sono quindi valutati i costi della struttura (calcestruzzo, acciaio e casseforme) e la tempistica di costruzione (giorni necessari per la cassetta, posa armatura, getto e scasseratura). Nella Tabella 1 si presentano quattro combinazioni di materiali impiegabili per la realizzazione degli elementi strutturali in c.a., selezionate tra tutte quelle esaminate durante l'iter progettuale e organizzate in ordine crescente di prestazioni. Il caso I ipotizza la realizzazione della torre senza impiegare i calcestruzzi HPC, i casi successivi considerano invece un impiego via via crescente di calcestruzzi HPC con l'obiettivo di minimizzare i volumi di getto e le sezioni degli elementi strutturali. Il calcestruzzo C60/75 selezionato è un HPC, di tipo SCC, con basso rapporto acqua/cemento ($\leq 0,35$), lavorabile per 120' e pompabile fino a 150 m di altezza. Nella Tabella 2 vengono riassunti il diametro delle colonne e lo spessore dei muri (minimo e massimo) associati ai quattro casi indagati, ottenuti ripetendo il dimensionamento degli elementi strutturali a parità di condizioni di verifica (nei confronti di resistenza e deformabilità).

Tabella 1: Combinazioni di classi di calcestruzzo indagate

Classe CA	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Colonne	C45/55	C60/75	C60/75	C60/75
Muri	C35/45	C35/45	C60/75	C60/75
Solai	C45/55	C45/55	C45/55	C60/75
Fondazioni	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37

Tabella 2: Dimensioni degli elementi verticali nelle diverse combinazioni indagate

Elemento [cm]	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Pilastri Parco	80 ÷ 125	60 ÷ 110	50 ÷ 110	50 ÷ 110
Pilastri Spina	60 ÷ 150	60 ÷ 135	55 ÷ 130	55 ÷ 125
Pilastri Piazza	60 ÷ 140	60 ÷ 100	50 ÷ 120	50 ÷ 120
Pilastri Spire	55 ÷ 100	45 ÷ 85	45 ÷ 85	45 ÷ 85
Muri Sinistra	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
Muri Destra	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
Muri Low-rise	20 ÷ 50	20 ÷ 50	20 ÷ 30	20 ÷ 30
Muri High-rise	30 ÷ 80	30 ÷ 80	30 ÷ 60	30 ÷ 55

L'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni ha consentito quindi di ottenere elementi strutturali di minori dimensioni, permettendo così di aumentare la superficie utile in relazione alla superficie totale di piano (un aumento di 103 m² per le colonne e 617 m² per i muri sull'intera torre A). Inoltre si fa

notare che l'utilizzo di calcestruzzo HPC, grazie alla maggiore resistenza a breve termine, consente una rimozione dei casseri in tempi brevi rendendo vantaggiosa la costruzione dei nuclei con la tecnica dei casseri autosollevanti, che ben si presta anche all'utilizzo di calcestruzzi SCC.

Nel caso IV si è considerata tutta la struttura in elevazione realizzata in calcestruzzo HPC. Questa soluzione consente di ridurre il volume di getto dei solai (920 m³ in meno sull'intero edificio) diminuendone lo spessore di circa 2,5 cm a parità di deformabilità flessionale e resistenza al punzonamento. Tale riduzione comporta però un aumento di armatura flessionale (circa 50 t complessivamente). Inoltre, lo spessore inferiore dei solai in HPC garantisce solo un modesto decremento dei carichi agenti sulla struttura, non consentendo una riduzione delle sezioni degli elementi verticali.

Ai fini della scelta della migliore combinazione di calcestruzzi da impiegare è stata quindi condotta un'analisi del costo di costruzione, basata sui valori di mercato del 2007, data in cui è stato effettuato lo studio comparativo, tenendo conto dei costi dei materiali, della cassetta, della manodopera e della variazione economica legata al mutamento della superficie calpestabile. L'aumento della superficie calpestabile, infatti, permette un aumento di valore del costruito a pari superficie totale edificata, vantaggio non trascurabile essendo elevato il numero di piani dell'edificio e la zona di pregio dell'immobile stesso. Si è anche tenuto conto dell'influenza sulla tempistica del cantiere, e dei suoi risvolti economici, in relazione alla possibilità di scasseratura in tempi brevi dei calcestruzzi HPC e SCC. I prezzi del calcestruzzo utilizzati per l'analisi economica sono riportati nella Tabella 3. Il costo di pompaggio considerato è 6 €/m³ più una quota fissa di 160 €. La manodopera per la posa del calcestruzzo ha un'incidenza di 15 €/m³. Il costo dell'acciaio d'armatura è 1,17 €/kg, comprensivo di messa in opera, mentre la cassetta incide per 38,5 €/m² nel caso di calcestruzzo non autocompattante. Per calcestruzzo autocompattante si ha un onere aggiuntivo legato alla sigillatura dei casseri valutabile in una persona/giorno ogni 150 m², allo stesso tempo si può stimare una riduzione a metà della tempistica del getto e ad 1/5 della relativa manodopera. Da queste considerazioni scaturisce la valutazione economica riportata in Tabella 4.

Tabella 3: Costo unitario dei calcestruzzi considerati (€/m³)

Calcestruzzo	C30/37	C35/45	C45/55	C60/75
Non SCC	72	78	105	155
SCC	82	87	113	163

Tabella 4: Costo complessivo della torre (k€)

Calcestruzzo	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Non SCC	11906	11835	11863	12238
SCC	12164	12066	11971	12439

Le configurazioni più vantaggiose risultano la III e la II, rispettivamente per l'impiego di calcestruzzi autocompattanti e non, anche se con piccole differenze, mentre la soluzione più costosa è sempre la IV. Risulta quindi conveniente usare calcestruzzi HPC per i pilastri e per i muri, mentre non si notano grandi vantaggi impiegando calcestruzzo C60/75 per gli impalcati. A valle di questa analisi economica, tenendo conto anche di alcune implicazioni tecniche, si è scelto di

realizzare la Torre A con l'assortimento di calcestruzzi del caso II nella versione SCC.

4. I calcestruzzi utilizzati nel progetto delle Torri

Lo studio comparativo svolto ha quindi permesso di individuare la soluzione più competitiva dal punto di vista economico per la scelta delle diverse classi di resistenza dei calcestruzzi. Nel progetto delle Torri si sono definiti pertanto i calcestruzzi di seguito elencati.

Per le platee di fondazione, di spessori variabili da 1,8 a 2,5 m, sono stati utilizzati calcestruzzi C30/37. In particolare, la fondazione della Torre A è stata impostata su diaframmi profondi oltre 40 m, chiamati "barrette", di classe C30/37 posizionati planimetricamente in corrispondenza delle strutture verticali. La fondazione della Torre C è stata invece impostata su pali di diametro di 80/100 cm profondi da 23 a 64 m di classe di resistenza C25/30.

I pilastri, di sezione variabile da 160 x 160 cm a 45 cm di diametro, sono di classe C35/45 nei piani interrati e C60/75 nei piani fuori terra. La differenziazione delle classi di resistenza lungo l'altezza è stata intrapresa per evitare problemi tensionali di interfaccia tra calcestruzzi molto diversi all'imposta sulla fondazione. Per le torri A e B i muri di controvento, di spessore tra i 20 e i 90 cm a seconda dell'elemento e della quota altimetrica, sono di classe C35/45 ad eccezione dei tronchi tra il piano terra ed il piano secondo della Torre A che, a causa di una riduzione della sezione legata al layout architettonico, sono stati previsti in classe di resistenza C45/55.

Per la Torre C, a causa dei problemi legati al peso di un controvento impostato sulle gallerie del passante ferroviario, si è utilizzato, per questo elemento, un calcestruzzo alleggerito di tipo LC35/38 con peso specifico di 1900 daN/m³. Per limitare lo squilibrio delle rigidità flessionali con gli altri controventi della Torre, questi ultimi sono stati realizzati con calcestruzzi ordinari di classe C30/37. Per le tre Torri i solai sono costituiti da piastre bidirezionali in cemento armato pieno di classe C45/55 di spessore pari a 22,5 cm nei piani a destinazione uffici e di spessore pari a 25 cm nei piani a destinazione commerciale e tecnica. Al fine di limitare i fenomeni di punzonamento in prossimità delle colonne sono stati previsti dei capitelli di spessore aggiuntivo pari a 22,5 cm. La Spire posizionata sulla copertura della Torre A è stata invece progettata come struttura reticolare con acciaio di tipo S355JR.

5. La prequalifica dei calcestruzzi

Fissate le classi di resistenza dei vari calcestruzzi previsti in progetto, in particolare per quelli ad alte prestazioni HPC, si sono dovute definire le caratteristiche necessarie per la prequalifica del materiale e del fornitore.

In tali requisiti, riportati nelle specifiche tecniche del progetto, si è dovuto fornire una chiara evidenza della qualità dei calcestruzzi prescritti nel progetto. Questa "qualità" è stata caratterizzata attraverso la definizione delle proprietà intrinseche del conglomerato cementizio (resistenza, modulo elastico, densità, viscosità, consistenza, lavorabilità ecc..) per le diverse miscele in progetto, con particolare riguardo agli aspetti legati alla produzione, al trasporto e alla messa in opera in cantiere.

Di fatto, nelle specifiche allegate al progetto, si è dovuta definire l'intera filiera di produzione del calcestruzzo non limitandosi al solo requisito prestazionale legato, in modo riduttivo, alla resistenza cubica caratteristica (R_{ck}). Nella prequalifica si sono definite in maniera chiara ed esaustiva le caratteristiche fisico-chimiche dei materiali e ciò ha richiesto il supporto di tecnici qualificati, quali i tecnologi del calcestruzzo. Queste figure sono risultate fondamentali già nella fase preliminare e definitiva del progetto al fine di individuare compiutamente le classi e le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati nel progetto strutturale.

Per il complesso di Porta Nuova Garibaldi si è avuto un prezioso contributo scientifico dalla società Enco s.r.l. che ha messo a punto le miscele dei conglomerati cementizi, poi confezionati dalla Holcim, con opportuni additivi della Tecnochem Italiana.

La decisione legata all'utilizzo di calcestruzzi prestazionali è risultata una scelta progettuale sicuramente innovativa in quanto si è sdoganato molto del bagaglio tecnico accumulato nell'ambiente della ricerca universitaria. La necessità di produrre volumi di calcestruzzo notevolmente superiori a quelli tipicamente prodotti nel campo sperimentale, ha evidenziato le criticità tecniche legate a questi processi produttivi. La competenza dei tecnologi coinvolti ha saputo risolvere tali problematiche, dando concretezza ad una produzione più intensiva e tecnologicamente mirata di questi conglomerati.

Per il cantiere di Porta Nuova Garibaldi è stata allestita una centrale di betonaggio appositamente dedicata in grado di confezionare autonomamente tutte le miscele previste nel progetto strutturale.

Oltre ad affrontare le problematiche legate alla resistenza, si è poi affrontato il problema connesso alla lavorabilità delle miscele in funzione della tipologia dei getti.

Particolare attenzione è stata posta sulla fluidità delle miscele in modo da garantire soprattutto la corretta costipazione in elementi strutturali fortemente armati.

La scelta di calcestruzzi autolivellanti tipo SCC (Self Compacting Concrete) è risultata essere garanzia di una maggior durabilità. Infatti la forte riduzione di possibili segregazioni degli inerti, che comprometterebbe la durabilità delle barre di armatura, si riflette in una migliore garanzia sulla realizzazione delle strutture gettate in opera. Questa proprietà è stata congiuntamente valutata con la necessità di studiare miscele "pompabili" a quote rilevanti per le operazioni di getto di elementi fino a 150 metri di altezza. Vista la complessità logistica del cantiere è stata inoltre perfezionata una serie di miscele al fine di ottenere una lavorabilità superiore ai 120 minuti. Tutte queste necessità hanno portato alla realizzazione di opportune miscele, contraddistinte da specifici additivi, che ne conferiscono le caratteristiche richieste.

6. Calore di idratazione delle platee massive delle Torri

Lo sviluppo del calore di idratazione, tipico dei getti massivi delle fondazioni, è stata una delle problematiche affrontata durante il corso della progettazione strutturale. Per tali elementi, queste problematiche, si sono manifestate in maniera più accentuata per la nascita di gradienti termici maggiori dovuti alle differenze di temperatura tra il centro della platea e la parte corticale più esterna.

Tale differenza si traduce nella nascita di trazioni all'estradosso di valore non trascurabile, specialmente nei primi giorni del getto quando il conglomerato non ha ancora raggiunto la sua piena resistenza caratteristica e risulta quindi caratterizzato da valori di resistenze a trazioni decisamente inferiori rispetto a quelle di progetto riscontrabili a 28 giorni. Risulta interessante sottolineare che, nella redazione delle specifiche tecniche di progetto, prima ancora di realizzare opportune sperimentazioni appositamente dedicate (possibili solo dopo aver individuato il fornitore ufficiale dei calcestruzzi), sono state definite le caratteristiche termomeccaniche delle miscele per la realizzazione dei getti massivi di fondazione delle Torri.

Successivamente, dopo aver individuato il fornitore dei calcestruzzi, a seguito di opportuna gara d'appalto svolta utilizzando le specifiche come capitolato tecnico prestazionale, sono stati eseguiti specifici studi per realizzare le miscele previste in progetto. In particolare sono state realizzate delle analisi termoelastiche attraverso simulazioni tridimensionali realizzate con gli elementi finiti ed indagini sperimentali condotte su un campione in scala reale rappresentativo di una porzione delle platee fondazionali.

Per quanto riguarda le simulazioni numeriche queste sono state svolte attraverso analisi ad elementi finiti, eseguite da Enco s.r.l., che hanno definito un continuo solido rappresentante le fondazioni su barrette della Torre A.

Queste analisi hanno simulato l'esecuzione per fasi dei getti, considerando sia la produzione specifica di calore dei getti nel tempo sia le condizioni al contorno in termini di temperatura. In particolare per l'intradosso della platea è stato assunto una condizione termica di "serbatoio di calore" a temperatura costante mentre la temperatura dell'estradosso è stata assunta ciclicamente variabile simulando la variazione della temperatura tra il giorno e la notte.

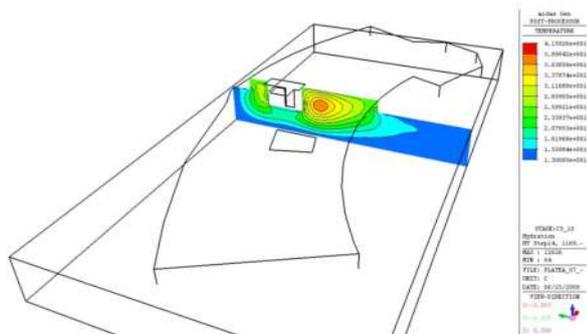


Figura 4 : temperature all'interno della Platea

Per quanto riguarda la sperimentazione su modello in scala reale si è realizzato un campione di prova, delle dimensioni in pianta di 4 x 4 m, altezza 2,2 m, armato con 6 strati incrociati di Φ 26 all'intradosso ed all'estradosso, rappresentante verosimilmente una porzione tipica delle platee della Torre A. Per simulare l'adiaticità membranale del getto reale sono stati inseriti dei pannelli di materiale termoisolante di spessore pari a 10 cm sui casseri perimetrali del campione di prova. Il monitoraggio temporale dello sviluppo del calore, dovuto alla maturazione del conglomerato cementizio, è stato eseguito mediante adeguata strumentazione. Nello specifico sono stati

inseriti all'interno del getto di prova una serie di termocoppie a diverse altezze di getto e due "Logger" con frequenza di lettura ogni 15 minuti che hanno permesso di registrare i gradienti termici nell'arco del tempo. Dopo circa un mese dal getto il campione prova è stato sollevato per verificare il grado di costipazione del calcestruzzo al di sotto delle armature inferiori. I risultati ottenuti dalla simulazione numerica e dalla sperimentazione su modello reale di prova sono stati fondamentali per definire il mix design delle miscele poi utilizzate per le platee delle Torri. In particolare si è arrivati alla conclusione di frazionare in due semigetti gli spessori delle platee proprio per evitare gradienti termici troppo elevati. Sono state quindi inserite nella parte corticale del primo semigetto delle armature atte ad eliminare il rischio fessurazioni nella zona di estradosso. La notevole fluidità del calcestruzzo utilizzato, compresa tra le classi S5 ed SCC, richiesta per garantire un ottimo grado di costipazione tra le barre di armature, ha creato un problema indiretto relativamente al fatto che la superficie di estradosso del semi getto completato si è presentata molto liscia. Al fine di evitare una riduzione dell'aderenza con il getto superiore di seconda fase si è provveduto a migliorare il "grip" della ripresa irruvidendo artificialmente, poche ore dopo il getto, la superficie di estradosso del getto di prima fase.

Gli studi condotti hanno quindi permesso di individuare i più idonei mix design per i calcestruzzi e gli accorgimenti realizzativi per evitare la nascita di fessurazioni corticali sull'estradosso dei getti, ciò al fine di garantire la durabilità della struttura progettata mediante una corretta protezione delle armature superiori.

7. Principali problematiche strutturali analizzate

Dal punto di vista generale il progetto di Porta Nuova Garibaldi è risultato essere tecnicamente articolato, in quanto si sono dovute affrontare delicate problematiche strutturali legate al fatto di realizzare un complesso di grandi dimensioni in un territorio fortemente antropizzato, dove la presenza di infrastrutture e sottoservizi ha condizionato fortemente molte scelte progettuali. Uno degli aspetti più interessanti della progettazione è stato quello legato alle analisi svolte sulla Torre A relativamente alla definizione dei carichi eolici di progetto ed alle interazioni con l'adiacente manufatto del nuovo Tunnel di Porta Nuova.

Vista la considerevole altezza dell'edificio, pari a 140 m misurati sulla copertura del piano 32° e 225 m sulla sommità della guglia, le analisi legate all'equilibrio delle forzanti orizzontali ha rappresentato una delle discipline di ingegneria più difficili, sia per la complessità legata alla definizione delle forzanti, sia per il modo in cui viene raggiunto l'equilibrio interno e con i vincoli a terra.

Le sollecitazioni orizzontali principali, al fine del dimensionamento delle strutture di controvento, sono risultate essere quelle eoliche. Per la Torre A di Porta Nuova Garibaldi l'analisi di queste sollecitazioni è stata eseguita mediante una campagna sperimentale presso i laboratori del CRIACIV di Prato (Università di Firenze), che ospita la prima galleria del vento costruita in Italia per l'analisi dei fenomeni aerodinamici sugli edifici. Queste analisi sono state eseguite in collaborazione con l'Ing. Pietro Crespi e la società Amis di Milano.

Per questo studio è stato realizzato un modello rigido in scala 1:350 della Torre A e degli edifici limitrofi, montati su una piattaforma girevole del diametro di 2 m, simulando quindi un'area di indagine di 700 m di diametro intorno alla Torre.

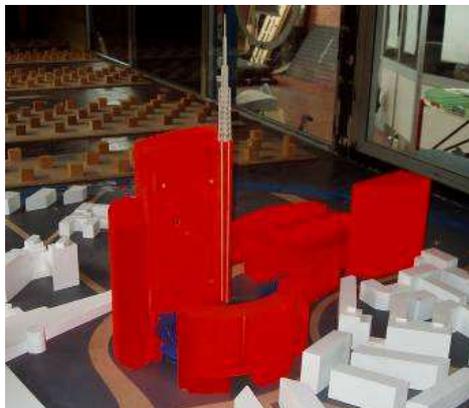


Figura 5 : modello provato in galleria del vento

La particolarità del test condotto consiste nel aver riprodotto lo strato limite del vento ovvero, attraverso la regolazione dell'altezza di particolari "box" in legno collocati prima del modello, si è riusciti a ricreare l'andamento variabile delle velocità del vento in funzione dell'altezza dal suolo, riuscendo quindi a simulare la rugosità specifica dell'area.

Il modello della Torre A è stato monitorato attraverso 140 sensori (trasduttori di pressione di tipo piezoelettrico) distribuiti sulla superficie esterna dell'edificio che hanno permesso di rilevare puntualmente le pressioni esercitate dal vento sulla Torre.

Alla base della Torre è stata inserita anche una bilancia aerodinamica a 5 componenti che ha reso possibile acquisire le forze ed i momenti globali al piede della Torre dovuti all'azione del vento incidente (reazioni vincolari alla base). La presenza degli edifici limitrofi nel modello sottoposto al test ha quindi permesso di valutare le interferenze che questi ultimi offrono alla fluidodinamica del vento sulla Torre A. Inoltre la piattaforma girevole su cui è stato montato l'intero modello ha consentito di investigare la distribuzione delle pressioni del vento in relazione dell'angolo di incidenza tra il vento e la Torre. Nel test condotto si sono analizzate 16 diverse orientazioni del vento, indagando settori dell'angolo giro ogni 22,5°. Questo tipo di campagna sperimentale ha permesso quindi di definire con accuratezza le pressioni del vento agenti sulle facciate della Torre A.

In secondo luogo, oltre a tutti gli aspetti legati alle progettazioni delle strutture fuori terra, si è dovuto studiare l'interazione tra le fondazioni della Torre A e l'adiacente tunnel di Porta Nuova, realizzato prima della costruzione della Torre stessa. In particolare si sono analizzate le distorsioni angolari impresse al tunnel dovute alla realizzazione successiva della Torre. L'elevato peso dell'edificio, superiore alle 100.000 tonnellate, ha creato infatti dei cedimenti differenziali sulle strutture verticali del tunnel che si sono tradotti in distorsioni angolari dell'impalcato di copertura. In questo caso il problema più complesso è stato quello di individuare un sistema di fondazioni della Torre

sufficientemente rigido per limitare gli spostamenti differenziali superficiali e garantire la sicurezza statica e la funzionalità in esercizio del tunnel.

La soluzione più idonea è stata identificata in un sistema fondazionale indiretto costituito da una platea in calcestruzzo impostata su diaframmi di grandi dimensioni (sezione 1,20 x 2,5 m, e con lunghezza superiore ai 40 m) chiamati "barrette" che hanno permesso di trasferire in profondità i carichi della Torre, limitando i cedimenti verticali superficiali. In questo modo si sono ridotti, rispetto alla soluzione di fondazioni di tipo diretto, anche i cedimenti differenziali verticali sulle strutture del tunnel e quindi le distorsioni angolari conseguenti. Il collaudo statico di tali "barrette" ha richiesto l'applicazione del metodo a celle Osterberg per via dell'elevato carico verticale di esercizio.

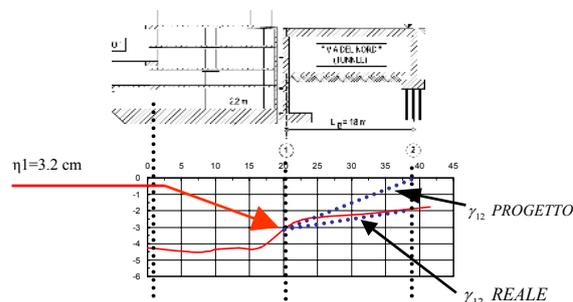


Figura 6 : andamento dei cedimenti differenziali

Le tematiche legate all'altezza della Torre A e alle sue fondazioni non sono state le uniche che hanno contraddistinto la progettazione strutturale di Porta Nuova Garibaldi. Sicuramente il progetto strutturale della Torre C ha rappresentato un altro comparto in cui si sono dovute valutare attentamente specifiche problematiche progettuali. Delle tre Torri in progetto, la Torre C, è quella di minor altezza; questo edificio infatti conta 3 piani interrati e 12 fuori terra raggiungendo un'altezza totale, calcolata dallo spicco di fondazione, di circa 70 m. Le principali problematiche strutturali non si sono riscontrate dunque per l'altezza della Torre, ma bensì per le interferenze in fondazione con le infrastrutture esistenti.

In particolare la Torre C è stata ubicata sul tracciato delle gallerie ferroviarie del passante ferroviario nella tratta Garibaldi - Repubblica.

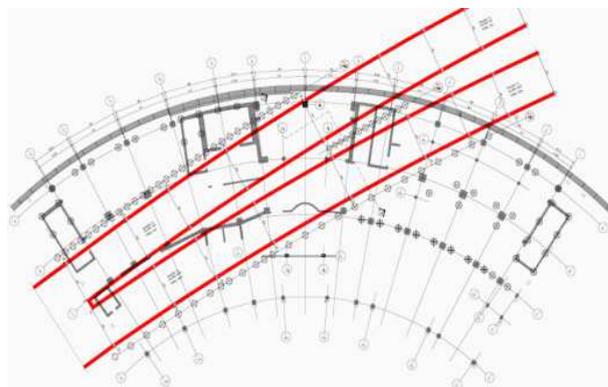


Figura 7 : sovrapposizione Torre C – Passante Ferroviario

La sovrapposizione planimetrica tra le strutture della Torre e della galleria nord e sud del passante è praticamente totale come illustrato nella figura 7.

Le analisi preliminari hanno dimostrato che un sistema fondazionale di tipo diretto, quale una fondazione a platea, non sarebbe stato possibile in quanto il peso della Torre sarebbe stato trasferito direttamente sulle gallerie del Passante generando sulle stesse stati tensionali inaccettabili. Infatti le gallerie ferroviarie si trovano solamente 11 m al di sotto della quota di imposta delle Torre C e questa circostanza ha posto un delicato problema sulla definizione del sistema fondazionale dell'edificio.

La scelta progettuale adottata è stata quella di fondazioni indirette al fine di trasferire il carico verticale della Torre al di sotto della quota di imposta delle gallerie. Con questa soluzione progettuale si sono limitati gli stati tensionali aggiuntivi che, in questa configurazione, sono risultati compatibili con la statica in esercizio delle gallerie.

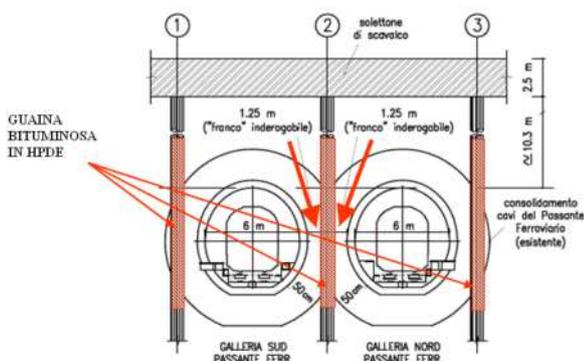


Figura 7 : sezione sulle gallerie ferroviarie

Il sistema di fondazioni è stato realizzato da tre palificate, eseguite a lato delle gallerie, che costituiscono tre allineamenti di appoggio continuo della platea. In questa condizione statica di progetto la platea non è risultata più essere un elemento di fondazione ma bensì un impalcato che, appoggiato sugli allineamenti di pali, è stato progettato per sorreggere la Torre sovrastante. Questa struttura di fatto ha definito "un ponte interrato" a scavalco delle gallerie le cui pile, costituite dai pali, scaricano i carichi verticali al di sotto della quota di imposta dei tunnel ferroviari, anche grazie alla forte riduzione dell'attrito laterale tramite la predisposizione di un'interfaccia in guaina bituminosa di HPDE.

Nel complesso iter progettuale l'elemento discriminante è stato sicuramente la deformabilità della platea, in quanto eccessivi spostamenti verticali nella sua parte centrale avrebbero potuto comprimere il terreno al di sopra delle gallerie riportando sulle stesse il peso della Torre. Questa situazione avrebbe quindi reso inefficiente il sistema fondazionale indiretto in progetto.

La deformabilità flessionale della platea è stata un elemento dominante nella progettazione strutturale. In particolare, al fine di limitare i pesi della platea mantenendo contestualmente un'elevata rigidità sezionale, si è optato per realizzare una sezione di altezza pari a 2,5 m alleggerita con appositi elementi metallici come illustrato nella figura 8.

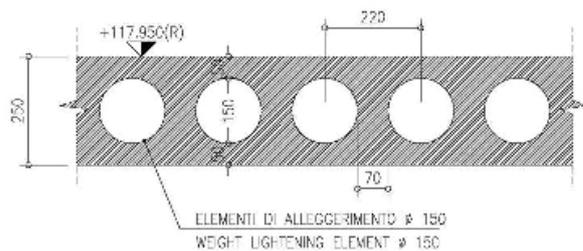


Figura 8 : particolare della sezione della platea fondazionale

Definite le caratteristiche strutturali è stata effettuata un'analisi di costruzione per fasi attraverso un'applicazione progressiva dei carichi sulla platea simulando quindi la costruzione nel tempo della Torre C. Questa successione temporale dell'applicazione dei carichi ha permesso di valutare lo spostamento nel punto di maggior deformabilità considerando gli effetti differiti nel tempo legati al fluage del calcestruzzo della platea. In particolare è stata utilizzata la funzione di viscosità presente nel CEB FIP MODEL CODE 90 che ha consentito di definire l'evoluzione temporale dello spostamento flessionale della platea in relazione alle caratteristiche reologiche del calcestruzzo e all'evoluzione temporale dell'applicazione dei carichi (costruzione per fasi successive dei piani della Torre).

L'andamento temporale degli spostamenti nel punto di maggior deformabilità della platea è rappresentato nel grafico rappresentato nella figura 9.

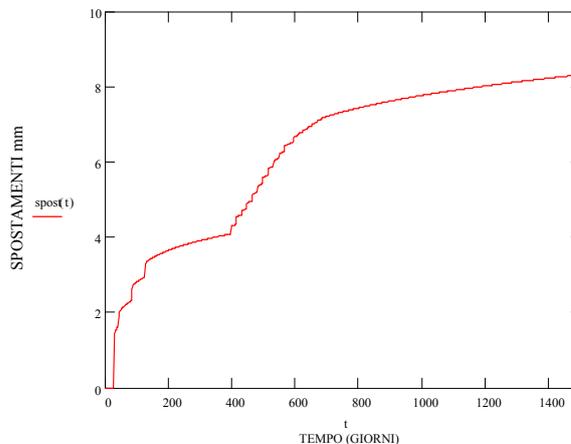


Figura 9 : spostamenti elasto viscosi della platea

Allo spostamento flessionale della platea è stato sommato quello di progetto calcolato sulla testa dei pali, legato alla deformabilità longitudinale degli stessi ed alla deformazione del sistema palo - terreno. Questo spostamento globale è risultato quindi essere l'abbassamento verticale globale massimo nel punto di maggior deformazione della platea.

Al fine di escludere interazioni tra il terreno sovrastante le gallerie e l'intradosso della platea sotto il magrone di fondazione è stato inserito uno strato altamente deformabile costituito da sabbia e polistirolo.



Figura 10 Particolare della fase di realizzazione della platea

8. Conclusioni

Il progetto di Porta nuova Garibaldi si è prefigurato quindi come un cantiere innovativo relativamente all'utilizzo dei calcestruzzi di nuova generazione. Questi conglomerati cementizi sono stati caratterizzati non solo da resistenze superiori a quelle tradizionali, ma anche da particolari proprietà specifiche quali l'elevata lavorabilità e bassi calori di idratazione. Sicuramente la parte innovativa è correlata anche ai molteplici aspetti di costruzione legati alle considerevole altezze degli edifici. In particolare si evidenziano i sistemi "self climbing", caratteristici dei casseri autosollevanti, utilizzati per la realizzazione dei muri di controvento piuttosto che particolari sistemi di cassetatura utilizzati per la realizzazione dei solai.

Uno degli aspetti significativi, legato alla progettazione strutturale di Porta Nuova Garibaldi, è stato l'accurato studio preventivo svolto, dedicato alla progettazione strutturale, alla scelta dei materiali ed alla definizione delle fasi cantieristiche per la realizzazione delle Torri.



Figura 11 Particolare della fase di completamento della Torre C

Sicuramente il "know-how" sviluppato durante la cantierizzazione di questo lotto immobiliare è stato di fondamentale ausilio ai successivi cantieri, nell'ambito dello stesso P.I.I., dei comparti Isola e Varesine.

Non ultimo, va ricordato che le attività dei professionisti incaricati dei collaudi statici degli edifici in costruzione nelle diverse aree del progetto Porta Nuova, sono coordinate dal Prof. Migliacci con la collaborazione della Soc. AMI Consulting s.r.l. di Milano. Ciò al fine di omogeneizzare le operazioni di collaudo, in particolare le prove sui materiali in opera e le prove di carico, vista la particolare complessità e le varietà delle soluzioni adottate nelle diverse aree, facenti però parte di un progetto unitario nella sua concezione e per la sua finalità.



Figura 12 Particolare della fase di completamento della Torre A

Ad oggi, i lavori per la realizzazione delle strutture portanti delle Torri sono quasi terminati e i milanesi stanno iniziando a cogliere le forme degli edifici in progetto, fino a poco tempo fa visibili solo nei rendering architettonici.

Questa percezione rende più vicino il termine dei lavori di realizzazione del complesso di Porta Nuova Garibaldi che si prefigurerà come un importante nuovo polo nella vita cittadina meneghina.

Sicuramente Porta Nuova darà una nuova immagine alla città di Milano che si presenterà con un nuovo volto per l'appuntamento internazionale dell'Expo del 2015.

L'EFFETTO DELL'ACCORCIAMENTO DELLE COLONNE NEGLI EDIFICI ALTI CON STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Franco Mola¹, Francesca Giussani¹, Laura Maria Pellegrini²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

² ECSD S.r.l., Engineering Consulting & Structural Design, Milano

SOMMARIO

Negli edifici alti in calcestruzzo armato l'accorciamento a lungo termine delle colonne dovuto alla viscosità influenza sensibilmente il comportamento in esercizio degli elementi strutturali. L'accorciamento delle colonne indotto dalla viscosità dipende dal livello della forza normale agente nella sezione trasversale delle colonne e dalla sua evoluzione temporale, nonché dalle modalità e dalle fasi costruttive che sono determinanti nella definizione dello stato di spostamento delle strutture. Il problema dell'accorciamento delle colonne negli edifici alti, affrontato in forma generale, presenta elevata complessità analitica e computazionale, poiché è necessario considerare le differenti fasi di costruzione, la storia di carico e la disomogeneità reologica dei diversi elementi di calcestruzzo dovuta alla loro differente età. Sulla base di alcune ipotesi restrittive, peraltro applicabili senza grave errore nella pratica corrente, è possibile tuttavia giungere, in maniera sufficientemente spedita, ad una formulazione approssimata del problema la quale permette di definire i limiti entro i quali si collocano le soluzioni di carattere generale. Nel presente lavoro vengono illustrate le prerogative di base di un tale modo di operare, mostrandone l'applicazione ad un caso studio rappresentativo di una vasta classe di edifici alti, costituiti da nucleo taglio resistente e da colonne soggette esclusivamente a forza normale.

SUMMARY

In tall and very tall reinforced concrete buildings, long term column shortening due to creep affects the service life behavior of structural elements. Creep-induced column shortening depends on the axial stress level in the column cross sections and on its evolution in time. For this reason, the construction method and phases must be taken into account as a key factor in defining the evolution of the stresses. If approached in its comprehensive theoretical formulation, the problem of column shortening in tall buildings exhibits high computational and analytical complexity, because the different construction phases must be taken into account, together with the loading history and the rheological non-homogeneity of the different concrete elements at the times when loading is applied. Anyway, to approach the general problem more easily, a few assumptions can be made allowing to derive, by means of simplified calculations, the upper and lower boundaries of the exact general analytical solution.

1. INTRODUZIONE.

L'accorciamento differito delle colonne rappresenta un importante aspetto nel progetto di edifici alti con struttura in calcestruzzo armato. Infatti, a causa dell'accorciamento delle colonne gli impalcati risultano soggetti a spostamenti differenziali dei loro appoggi cui possono conseguire significative ridistribuzioni delle sollecitazioni flessionali, che devono essere attentamente prese in considerazione. Inoltre gli elementi non strutturali, quali in particolare le facciate in vetro, possono subire spostamenti non compatibili con il loro corretto esercizio ai quali potrebbero conseguire danneggiamenti e malfunzionamenti di difficile e costosa eliminazione.

Il problema dell'accorciamento differito delle colonne dovuto alla viscosità e al ritiro del calcestruzzo è stato studiato negli anni '70 in [1], [2], [3], allorché l'altezza degli edifici si è andata sempre più elevando. Tuttavia molti edifici di quel periodo presentavano colonne in acciaio e nuclei in calcestruzzo, cosicché l'accorciamento differenziale dovuto alle colonne era di tipo esclusivamente elastico, essendo l'analisi a lungo termine riservata solamente ai nuclei taglio resistenti.

A partire dal nuovo millennio, lo sviluppo di calcestruzzi ad alta resistenza ha permesso di costruire edifici di grande altezza con ossature esclusivamente in calcestruzzo armato, cosicché il problema degli accorciamenti differiti delle colonne ha assunto sempre maggiore importanza. Sebbene attualmente si possa disporre di codici di calcolo automatico in grado di valutare l'accorciamento nel tempo delle colonne, tenendo conto della loro compensazione effettuata durante le fasi costruttive, tuttavia la possibilità di prevedere, attraverso analisi semplificate, l'evolversi del comportamento strutturale e di poterne fissare attraverso analisi semplici i limiti entro cui esso deve essere necessariamente contenuto, costituisce fattore decisivo per un corretto e affidabile approccio concettuale al progetto di edifici alti con struttura in calcestruzzo armato. Nel presente lavoro, introducendo alcune ipotesi semplificative, la cui applicazione non è peraltro causa di grave errore nella pratica corrente, viene formulata una procedura per il calcolo dell'accorciamento delle colonne di edifici alti e per la valutazione delle variazioni di sollecitazione flessionale indotte negli impalcati a causa del movimento degli appoggi.

2. ANALISI DELLO STATO DEFORMATIVO DELLE COLONNE E SUA VARIAZIONE TEMPORALE.

Lo stato tensionale di carattere permanente applicato alle colonne in calcestruzzo armato provoca, quale conseguenza della viscosità del materiale, un accrescimento della deformazione assiale delle sezioni trasversali, che, a causa della notevole altezza delle colonne, dà luogo a sensibili incrementi degli spostamenti verticali delle colonne stesse. A causa del differente stato di sollecitazione presente fra le varie colonne ed in particolare fra le colonne ed il nucleo, gli incrementi di spostamento verticale delle colonne si traducono in cedimenti dei punti di appoggio degli impalcati che ne modificano lo stato di sollecitazione rispetto a quello valutato assumendo fissi i punti di appoggio. Allo scopo di effettuare un calcolo sufficientemente attendibile degli incrementi degli spostamenti prodotti dalla viscosità del calcestruzzo, nel prosieguo viene formulato un procedimento che permette di operare attraverso calcolazioni semplici e di immediato riscontro, basate sulla applicazione del principio di sovrapposizione di Mc Henry [4]. Tale procedimento tiene conto della compensazione degli spostamenti che viene effettuata durante le fasi costruttive. I risultati che possono derivarsi dalla applicazione del procedimento interpretano pertanto con precisione i reali spostamenti delle colonne che si sviluppano nel tempo, quali conseguenza delle deformazioni istantanee e differite del calcestruzzo e delle fasi costruttive della struttura. Allo scopo di rendere agevole l'algoritmo di calcolo, si pongono le seguenti ipotesi:

- Lo stato di sollecitazione assiale nelle colonne non è influenzato dalla variazione dello stato di sollecitazione negli impalcati;
- Non vi è interazione fra le variazioni di sollecitazione che si manifestano negli impalcati;
- La viscosità del calcestruzzo è descritta mediante il modello CEB/FIP Model Code 90 [5];
- Per le analisi strutturali e sezionali delle colonne e degli impalcati si opera mediante la formulazione algebrica della legge costitutiva del calcestruzzo, in accordo alla formulazione introdotta da Trost [6].

Le prime due ipotesi trovano la loro giustificazione nella ridotta rigidità flessionale delle sezioni dell'impalcato, che, anche in presenza di significativi valori della variazione della azione di taglio agli estremi indotta da cedimenti differenziali, dà luogo a modeste variazioni della azione assiale nelle colonne; la terza ipotesi permette una descrizione accurata del fenomeno viscoso, mentre la quarta trova la sua giustificazione nella natura del problema, caratterizzato da andamenti deformativi del calcestruzzo ben descrivibili mediante la formulazione algebrica di Trost.

Analizzando dapprima il problema in campo elastico, con riferimento alla colonna di Fig.1, detto ΔP_k il carico assiale parziale applicato alla quota z_k , lo spostamento verticale del piano alla quota z_i , valutato tenendo conto della compensazione degli spostamenti effettuata durante le fasi costruttive, si scrive:

$$u_{ie}^{(2)} = \sum_{j=1}^i \sum_{m=i}^N \frac{h_j}{E_0 A_j} \Delta P_m \quad (1)$$

essendo N il numero totale dei piani della costruzione.

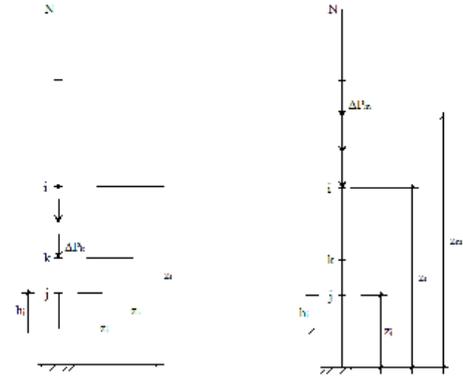


Fig. 1. a-b: Modello della colonna in calcestruzzo armato, applicazione dei carichi assiali.

La (1) tiene conto della variabilità del carico assiale e di quella delle sezioni trasversali delle colonne, concentrata in corrispondenza alle ordinate dei piani. Se si trascurano gli effetti connessi alla compensazione degli spostamenti la (1) assume la forma:

$$u_{ie}^{(3)} = u_{ie}^{(1)} + u_{ie}^{(2)} = \sum_{j=1}^i \sum_{k=j}^i \frac{h_j}{E_0 A_j} \Delta P_k + \sum_{j=1}^i \sum_{m=i}^N \frac{h_j}{E_0 A_j} \Delta P_m \quad (2)$$

E' interessante osservare che, assumendo costante la sezione delle colonne ed ipotizzando il carico assiale quale carico uniformemente distribuito lungo l'altezza dell'edificio, con riferimento alla Fig. 2, la (1) e la (2) assumono le forme continue:

$$u_{ze2}(z) = q (1-z) z / (EA) = (q l^2 / (EA)) x (1-\xi) \xi, \quad \xi = z/l \quad (3)$$

$$u_{z3} = (q l^2 / EA) \xi (1-\xi/2) \quad (4)$$

La (3) è rappresentata dalla parabola (a), di Fig.2 con punto di massimo a metà altezza di valore $u_{1max} = 0.25 q l^2 / (EA)$, mentre la (4) è rappresentata dalla parabola (b) con punto di massimo in sommità di valore $u_{2max} = 0.5 q l^2 / EA$.

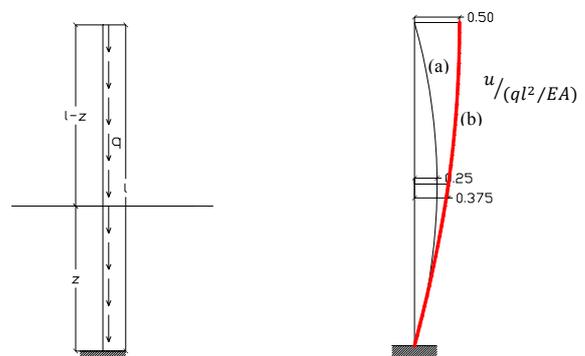


Fig. 2. a-b: Modello della colonna in calcestruzzo armato; spostamenti assiali istantanei nella costruzione per fasi.

Considerando le fasi di costruzione si osserva pertanto che il valore del massimo spostamento verticale risulta pari alla metà di quello computabile utilizzando un'analisi elastica convenzionale. Questa evidenza mostra la necessità di dover

considerare le fasi costruttive e le relative compensazioni degli spostamenti.

In campo viscoelastico lineare, lo spostamento del punto di ordinata z_i , tenendo conto della compensazione degli spostamenti iniziali, operata durante la costruzione dell'edificio, si compone di due contributi. Il primo contributo è quello associato alla deformazione differita che si sviluppa nel tempo, di origine esclusivamente viscosa, associato alla presenza delle azioni agenti al disotto della ordinata z_i . Il secondo contributo è quello di origine viscoelastica dovuto alla deformazione della parte strutturale al disotto dell'ascissa z_i , dovuto alla applicazione delle azioni agenti al disopra di tale quota. Indicando rispettivamente con $\Delta u_i^{(1)}$ e $\Delta u_i^{(2)}$ tali contributi, la applicazione del principio di sovrapposizione di Mc Henry e del Principio dei Lavori Virtuali permette di scrivere:

$$\Delta u_i^{(1)} = u_i^{(1)}(t) - u_i^{(1)}(T\xi_i) \quad (5)$$

essendo

$$\begin{aligned} u_i^{(1)}(t) &= \sum_{j=1}^i \Delta u_j^{(1)} = \\ &= \sum_{j=1}^i \sum_{k=j}^i \frac{h_j}{E_0 A_j} \Delta P_k E_0 J^* \left[t - T\xi_j, t_0 + T(\xi_k - \xi_j) \right] \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \Delta u_i^{(2)}(t) &= \sum_{j=1}^i \Delta u_j^{(2)} \\ &= \sum_{j=1}^i \sum_{m=i}^N \frac{h_j}{E_0 A_j} \Delta P_m E_0 J^* \left[t - T\xi_j, t_0 + T(\xi_m - \xi_j) \right] \end{aligned} \quad (7)$$

Nelle (5), (6), (7), il tempo T rappresenta il tempo di costruzione. Assumendo una velocità di avanzamento costante del processo costruttivo, il generico tempo $T\xi$ rappresenta il tempo corrispondente alla costruzione del piano all'ordinata z .

Si osservi che nelle (6),(7), si fa riferimento alla funzione di viscosità J^* anziché alla funzione J , propria del materiale. La funzione J^* tiene conto della presenza delle armature all'interno delle sezioni trasversali delle colonne che riducono gli effetti della viscosità. Nel presente lavoro la presenza delle armature è computata in maniera approssimata attraverso la applicazione della forma algebrica di Trost. A tale riguardo, come discusso in [7], indicando con Q la forza di interazione fra la colonna e le armature metalliche, in presenza della forza normale P applicata alla sezione, risultano le relazioni:

$$Q = P \cdot \omega \left[1 + \frac{\varphi(1-\omega)}{1+\gamma\omega\varphi} \right] \quad (8)$$

$$\omega = \frac{\delta_c}{\delta_c + \delta_s} = \frac{\frac{1}{E_c A_c}}{\frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_s A_s}} = \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_s} \quad (9)$$

essendo $\alpha_e = E_s/E_c$; $\rho_s = A_s/A_c$

La deformazione assiale della sezione può dunque scriversi:

$$\delta_c^* = Q\omega\delta_s \quad (10)$$

cosicché, correlando tale deformazione a quella di un calcestruzzo avente identico modulo elastico di quello originario, ma di differente coefficiente di viscosità φ^* , risulta l'eguaglianza:

$$\delta_c^* = \frac{P}{E_c A_c^*} \cdot (1 + \varphi^*) \quad (11)$$

Da cui

$$A_c^* = A_c + \alpha_e A_s, \quad (12)$$

$$\varphi^* = \frac{\varphi(1-\omega)}{1+\gamma\omega\varphi} \quad (13)$$

$$E_0 J^*(t, t_0) = 1 + \varphi^*(t, t_0) = 1 + \frac{\varphi(t, t_0) \cdot (1-\omega)}{1+\gamma\omega\varphi(t, t_0)} \quad (14)$$

E' interessante osservare che le (5), (7) forniscono valori ridotti rispetto a quelli ottenibili supponendo omogeneo il comportamento reologico del materiale. L'omogeneità reologica, che può trattarsi quale caso particolare delle (5), (7), assumendo per il tempo di costruzione il valore $T=0$, fornisce un valore costante della funzione J^* per ogni porzione di colonna, cosicché le (5), (7), tenendo conto delle (1), (2), assumono la forma:

$$\Delta u_{ih}^{(1)}(t) = u_{ie}^{(1)} \cdot \Delta\varphi \quad (15)$$

essendo

$$\Delta\varphi = \varphi(t, t_0) - \varphi(T\xi_i, t_0) \quad (16)$$

$$\Delta u_{ih}^{(2)}(t) = u_{ie}^{(2)} \cdot E_0 \cdot J(t, t_0) \quad (17)$$

Posto pertanto

$$c_1(t) = \Delta u_i^{(1)}(t)/u_{ie}^{(1)} \quad (18)$$

$$c_2(t) = \Delta u_i^{(2)}(t)/u_{ie}^{(2)} \quad (19)$$

risultano le relazioni

$$\Delta u_i^{(1)}(t) = \Delta u_{ih}^{(1)}(t) \cdot n_1 \quad (20)$$

$$\Delta u_i^{(2)}(t) = \Delta u_{ih}^{(2)}(t) \cdot n_2 \quad (21)$$

essendo

$$n_1 = c_1/\Delta\varphi \quad (22)$$

$$n_2 = c_2/[1 + \varphi(t, t_0)] \quad (23)$$

i fattori di non omogeneità reologica dovuti alla presenza di calcestruzzi di differente età costituenti le varie parti strutturali.

Poiché i contributi agli spostamenti di origine viscosa generati dalla forza normale agente al di sotto o al di sopra del piano considerato sono dati da calcestruzzi la cui età cresce al ridursi della quota z , i coefficienti n_1 , n_2 risultano inferiori all'unità. Tale valore è raggiunto solo in presenza di struttura omogenea.

3. VARIAZIONE DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE NEGLI IMPALCATI PER EFFETTO DELL' ACCORCIAMENTO DIFFERENZIALE DELLE COLONNE.

La variazione delle sollecitazioni di tipo flessionale che si sviluppa nelle strutture di impalcato, in particolare nelle travi di bordo, a causa degli abbassamenti delle colonne, può ottenersi sovrapponendo alle sollecitazioni prodotte dalle azioni totali, valutate supponendo rigide assialmente le colonne, quelle causate dagli spostamenti in esse indotte dalle azioni verticali di carattere permanente. Per la valutazione di quest'ultima componente, relativamente alla sua parte prodotta dalle azioni preesistenti alla quota z_i , l'impalcato a tale quota può essere considerato quale vincolo posticipato che limita il libero accorciamento delle colonne a partire dall'istante di prima possibile messa in carico dell'impalcato. Applicando i principi generali della viscoelasticità generale, la congruenza del sistema costituito dalla trave di bordo dell'impalcato al tempo $t > T_{\xi_i}^t$ può scriversi nel seguente modo:

$$\int_{T_{\xi_i}^t}^t \mathbf{F}_e \cdot d\mathbf{X}_1(t') \cdot E_0 \cdot J(t, t') + \mathbf{u}_{ie}^{(1)} \cdot c_1(t) = 0 \quad (24)$$

Essendo rispettivamente \mathbf{F}_e , \mathbf{X}_1 , $\mathbf{u}_{ie}^{(1)}$ la matrice di flessibilità della trave, il vettore delle reazioni staticamente indeterminate e il vettore degli spostamenti differenziali delle colonne indotti dalla viscosità.

La soluzione dell'eq.ne (24), ricordando i teoremi della viscoelasticità lineare, [8], si scrive:

$$\mathbf{X}_1(t) = \mathbf{X}_e^{\text{post}} \cdot \int_{T_{\xi_i}^t}^t [dc_1(t') / dt'] \cdot R(t, t') / E_0 \cdot dt' \quad (25)$$

essendo

$$\mathbf{X}_e^{\text{post}} = -\mathbf{F}_e^{-1} \cdot \mathbf{u}_{ie}^{(1)} \quad (26)$$

il vettore delle reazioni staticamente indeterminate valutato in campo elastico, assumendo che l'impalcato sia preesistente rispetto alla applicazione dei carichi.

Per la parte dei carichi applicati dopo la realizzazione del vincolo tra le colonne e l'impalcato, per i quali l'impalcato agisce come un vincolo preesistente, il sistema di congruenza diviene:

$$\int_0^t \mathbf{F}_e \cdot d\mathbf{X}_2(t') \cdot E_0 \cdot J(t, t') + \mathbf{u}_{ie}^{(2)} \cdot c_2(t) = 0 \quad (27)$$

Introducendo la soluzione elastica per l'impalcato preesistente alle azioni applicate, data dall'espressione:

$$\mathbf{X}_e^{\text{pres}} = -\mathbf{F}_e^{-1} \cdot \mathbf{u}_{ie}^{(2)} \quad (28)$$

La soluzione della (27) si scrive:

$$\mathbf{X}_2(t) = \mathbf{X}_e^{\text{pres}} \cdot \int_0^t [dc_2(t') / dt'] \cdot R(t, t') / E_0 \cdot dt' \quad (29)$$

La soluzione del problema assume così la forma finale:

$$\mathbf{X}(t) = \mathbf{X}_1(t) + \mathbf{X}_2(t) \quad (30)$$

La soluzione del problema può anche essere valutata in maniera sufficientemente approssimata utilizzando l'algoritmo algebrico di Trost. In tal caso si scrive immediatamente:

$$\mathbf{X}_1(t) = \mathbf{X}_e^{\text{post}} \cdot \frac{c_1(t)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} \quad (31)$$

$$\mathbf{X}_2(t) = \mathbf{X}_e^{\text{pres}} \cdot \left[\frac{c_2(t)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} - \frac{\varphi(t, T_{\xi_i}^t) \cdot (1 - \chi)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} \right] \quad (32)$$

e per χ si può assumere il valore approssimato $\chi = 0.8$.

Introducendo le funzioni

$$k_1(t) = \frac{c_1(t)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} \quad (33)$$

$$k_2(t) = \frac{c_2(t)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} - \frac{\varphi(t, T_{\xi_i}^t) \cdot (1 - \chi)}{[1 + \chi \varphi(t, T_{\xi_i}^t)]} \quad (34)$$

Le eq.ni (31),(32), assumono la forma finale

$$\mathbf{X}_1(t) = \mathbf{X}_e^{\text{post}} \cdot k_1(t) \quad (35)$$

$$\mathbf{X}_2(t) = \mathbf{X}_e^{\text{pres}} \cdot k_2(t) \quad (36)$$

Osservando che dall'esame delle (18), (19) possono trarsi le disuguaglianze $c_1 \leq \varphi(t, T_{\xi_i}^t)$, $c_2 \leq 1 + \varphi(t, T_{\xi_i}^t)$, le funzioni $k_1(t)$, $k_2(t)$ risultano minori dell'unità. Ne consegue che per ciascuna componente X_i dei vettori delle eq.ni (35), (36) risulta:

$$|X_{1i}(t)| \leq |X_{ei}^{\text{post}}| ; |X_{2i}(t)| \leq |X_{ei}^{\text{pres}}| \quad (37)$$

Osservando peraltro che se si effettua una analisi in campo elastico senza tenere conto delle fasi costruttive, trascurando la compensazione degli accorciamenti, per il vettore delle reazioni staticamente indeterminate può scriversi immediatamente:

$$\mathbf{X}_e^* = \mathbf{X}_e^{\text{post}} + \mathbf{X}_e^{\text{pres}} \quad (38)$$

in virtù della (37), per l'analogo vettore ottenuto considerando la costruzione per fasi, può scriversi:

$$|X_i(t)| = |X_{1i}(t)| + |X_{2i}(t)| \leq |X_{ei}^*| \quad (39)$$

Ne consegue che le azioni staticamente indeterminate calcolate considerando la compensazione degli spostamenti operata nelle varie fasi di costruzione e della disomogeneità del comportamento reologico del materiale generata dalla differente età dei calcestruzzi sono sempre inferiori alle analoghe valutate in campo elastico, trascurando la compensazione degli spostamenti.

Questa circostanza si manifesta peraltro anche in presenza di rapidi tempi di costruzione per i quali in prima approssimazione può ritenersi che la struttura abbia comportamento sostanzialmente omogeneo. In questo caso infatti la funzione k_2 assume valore unitario, ma la funzione k_1 seguita a mantenere un valore inferiore all'unità quale conseguenza del funzionamento dell'impalcato quale vincolo posticipato per le azioni applicate al di sotto di esso. La disuguaglianza (39) continua pertanto a valere.

Può pertanto affermarsi che la redistribuzione delle azioni staticamente indeterminate causate dall'accorciamento differenziale delle colonne, prendendo in considerazione sia le deformazioni differite del calcestruzzo di origine viscosa sia le fasi costruttive è minore di quella che può determinarsi attraverso un'analisi convenzionale di tipo elastico. Per questa ragione, le più severe condizioni di esercizio per la trave relativamente agli appoggi di continuità sono quelle associate all'ipotesi di colonna indeformabile.

Allo stesso modo le più severe condizioni per le sezioni di campata sono quelle associate ad una valutazione convenzionale di tipo elastico.

Allo scopo di ottenere soluzioni conservative nel progetto delle sezioni trasversali delle travi è pertanto sufficiente riferirsi alle due condizioni limite sopra specificate.

4. ANALISI NUMERICHE.

Le precedenti relazioni sono state utilizzate per valutare la variabilità degli spostamenti nel tempo e delle azioni staticamente indeterminate nella trave di bordo dell'edificio il cui modello è illustrato nella Fig. 3 a-b.

Si tratta di un edificio di altezza complessiva $H = 120$ m comprendente 30 piani con altezza di interpiano $h = 4$ m e interasse delle colonne $i = 7.5$ m. Le caratteristiche geometriche delle colonne variabili con l'altezza sono riportate nella Tab.1. Il rapporto geometrico d'armatura presente nelle colonne è assunto costante con l'altezza e vale $\rho_s = 3.0\%$. Il tempo di costruzione dell'edificio è assunto pari a 210 giorni, stimando un tempo di costruzione di 7 giorni per impalcato.

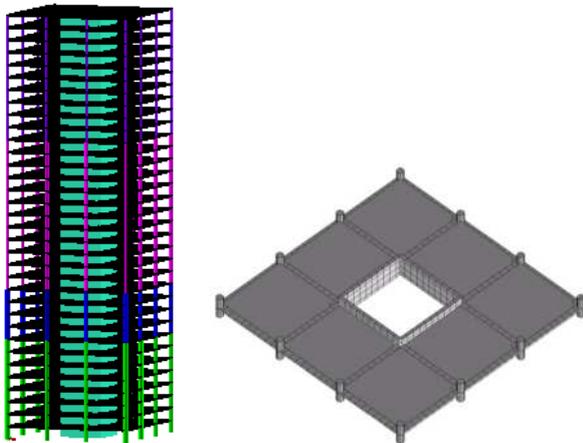


Fig. 3. a-b: Modello dell'edificio e impalcato tipo.

Piano	D colonna [cm]
1-6	120
7-12	110
13-18	100
19-24	80
25-30	60

Tab. 1: Caratteristiche geometriche delle colonne.

La classe del calcestruzzo è C40/50 con cemento a rapido indurimento e per lo spessore nozionale medio e l'umidità relativa si è assunto rispettivamente: $h_0 = 500$ mm, $RH = 70\%$.

Per il coefficiente di viscosità a tempo finale e per il coefficiente di accoppiamento risultano i valori:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.12; \quad \omega = 0.146$$

cosicché per i parametri che definiscono le deformazioni elastiche e viscosi delle colonne, considerando la presenza delle armature, si ottiene:

$$A_c/A_c = 1 + \alpha_e \rho_s = 1.17; \quad \varphi^* = 1.45$$

Ne consegue che la presenza delle armature dà luogo ad una riduzione pari al 14% della deformazione elastica e pari a circa il 32% della deformazione viscosa.

4.1 Valutazione dell'accorciamento delle colonne.

Nella Fig. 4 sono riportate in un diagramma, avente per ordinate il numero corrispondente al generico piano della struttura e per ascisse gli spostamenti verticali della colonna, assumendo il tempo quale parametro, le curve di spostamento di una colonna interna della trave di bordo provocati dai carichi applicati al di sotto dell'impalcato preso in considerazione.

Si osserva che per tempi inferiori al tempo di costruzione le curve forniscono spostamenti nulli per gli impalcati la cui ordinata adimensionale di piano ξ_i corrisponde al parametro temporale $T\xi_i$. A partire dal tempo $t > T$ tutte le curve forniscono valori crescenti degli spostamenti, corrispondenti a quelli che si producono nella struttura completata per la quale si è tenuto conto della compensazione degli spostamenti operata in fase costruttiva. Lo spostamento massimo che si raggiunge per $t = \infty$ vale:

$$\Delta u_i^{(1)}(t = \infty) = 11.5 \text{ mm}$$

mentre lo spostamento elastico totale vale 44.46 mm. L'incremento di deformazione viscosa è pertanto pari a circa il 25% della deformazione elastica totale. Tale valore è conseguenza da un lato del tempo dal quale vengono valutate le deformazioni viscosi ($t = T = 210$ giorni), dall'altro della disomogeneità reologica del calcestruzzo lungo la colonna, che riduce di circa il 47% lo spostamento rispetto al caso di omogeneità strutturale. Tale risultato si evince dall'esame della Fig. 5 ove si osserva che in condizioni omogenee l'incremento di spostamento in sommità dovuto alla viscosità vale:

$$\Delta u_{ih}^{(1)}(t = \infty) = 24.4 \text{ mm}$$

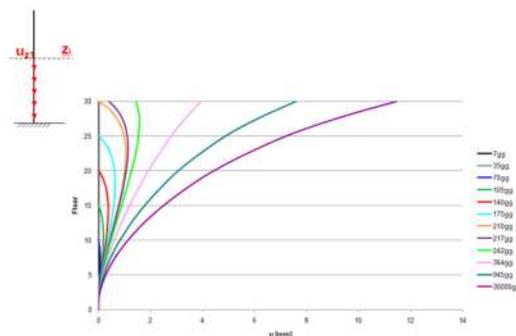


Fig. 4: Andamento degli spostamenti $\Delta u_i^{(1)}(t)$

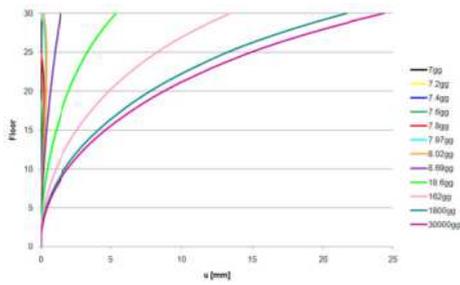


Fig. 5: Andamento degli spostamenti , struttura omogenea

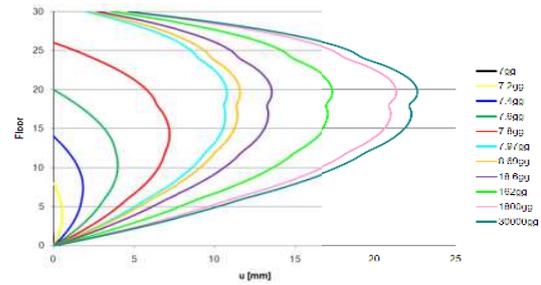


Fig. 8: Andamento degli spostamenti , struttura omogenea

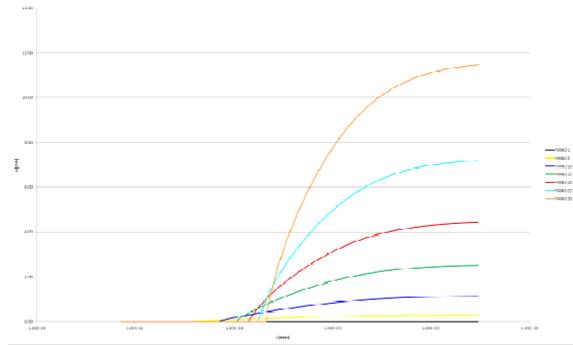


Fig. 6: Andamento degli spostamenti al variare del tempo

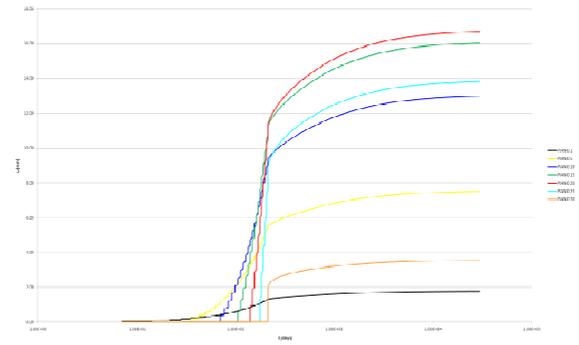


Fig. 9: Andamento degli spostamenti al variare del tempo

Nella Fig.6 infine sono mostrate le curve di spostamento al variare del tempo, nelle quali si evidenzia lo spostamento nullo in corrispondenza al tempo di costruzione dell'impalcato considerato.

Nella Fig. 9 sono riportati gli spostamenti al variare del tempo. Si osserva il tipico andamento a gradino nell'intervallo $T\xi_i \leq t \leq T$ durante il quale vengono ad agire in successione i contributi ΔP_m del carico assiale e il tipico gomito della curva in corrispondenza a $t = T$ allorché la forza assiale cessa di crescere e assume valore costante nel tempo.

Nella Fig. 7 sono illustrate le curve di spostamento dovute alle azioni applicate al di sopra dei piani considerati ciascuno come piano di riferimento. Anche in questo caso si osserva che in corrispondenza al tempo $t = T\xi_i$ per il piano a quota ξ_i si hanno spostamenti nulli in quanto al di tale piano non sono presenti carichi. Per $t > T$ le curve presentano spostamenti in sommità associati alla presenza del carico indotto dall'ultimo piano. Lo spostamento massimo viene raggiunto in corrispondenza del ventesimo piano e vale 16.7 mm pari al 60% dello spostamento elastico totale presente a tale piano. In condizioni omogenee, come si osserva dalla Fig. 8 lo spostamento massimo si verifica al ventesimo piano e risulta pari a 22.6 mm, equivalenti al 82% dello spostamento elastico totale a tale piano. In questo caso la disomogeneità del materiale presenta una minore influenza, risultando pari al 27% l'effetto della disomogeneità reologica del materiale. Ciò è peraltro comprensibile tenendo conto che in questo caso gli spostamenti massimi comprendono anche la quota elastica degli stessi.

Nelle Fig. 10 -11 sono infine riportate le curve di spostamento totale tenendo conto o meno della disomogeneità reologica del calcestruzzo. Nel primo caso lo spostamento massimo ha valore 21.5 mm e si raggiunge al piano 22, mentre nel secondo lo spostamento massimo ha valore 33.4 mm e si raggiunge al ventiseiesimo piano.

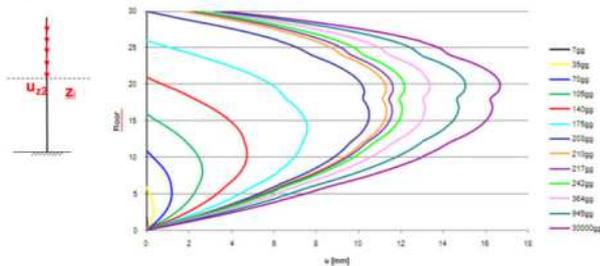


Fig. 7: Andamento degli spostamenti

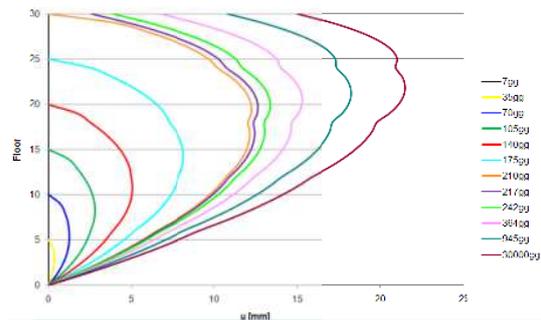


Fig. 10: Andamento degli spostamenti verticali totali

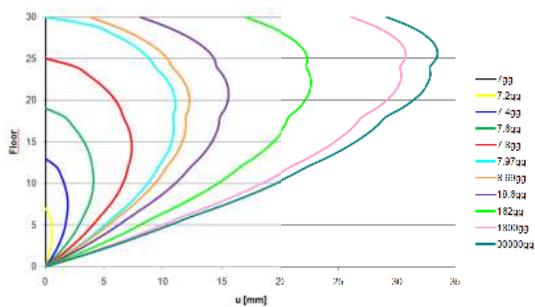


Fig. 11: Andamento degli spostamenti verticali totali

4.2 Sollecitazioni flessionali nella trave di bordo.

Le sollecitazioni flessionali nella trave di bordo vengono determinate mediante le relazioni (35), (36) le quali richiedono analisi da eseguirsi esclusivamente in campo elastico. Ottenute le reazioni staticamente indeterminate generate dall'accorciamento delle colonne, lo stato compressivo di sollecitazione flessionale nella trave si ottiene sovrapponendo a queste quelle generate dal carico verticale applicato alla trave supposta su appoggi fissi. Nelle Fig. 12. a-d, con riferimento alla trave di bordo posta al piano ventesimo sono rispettivamente riportati: a) il diagramma di sollecitazione prodotto dai carichi agenti in assenza di accorciamento delle colonne; b) il diagramma di sollecitazione prodotto dall'accorciamento viscoso delle colonne dovuto alla forza normale agente sulle colonne al disotto del piano considerato; c) il diagramma delle sollecitazioni flessionali associato agli accorciamenti elastici e viscosi delle colonne prodotti dalla forza normale agente al disopra del piano considerato; d) il diagramma di sollecitazione associato agli accorciamenti elastici delle colonne valutati non considerando le fasi costruttive e la compensazione degli stessi. Infine nel diagramma riassuntivo di Fig. 13 sono riportate le sollecitazioni del caso a), della somma dei casi a)+b)+c) e dei casi a)+d). Le situazioni a) e a)+d) rappresentano le due situazioni limite ottenibili da analisi di tipo puramente elastico, di cui la prima di tipo parziale, relativa alla sola trave, mentre la seconda è estesa all'intero edificio, astruendo dalle fasi costruttive, definita analisi convenzionale. Il caso a)+b)+c) tiene invece conto correttamente sia dell'avanzamento per fasi e della compensazione degli accorciamenti, sia della evoluzione degli accorciamenti delle colonne nel tempo generati dalla viscosità del calcestruzzo in una struttura caratterizzata da disomogeneità reologica dovuta alla differente età dei calcestruzzi costituenti i vari elementi.

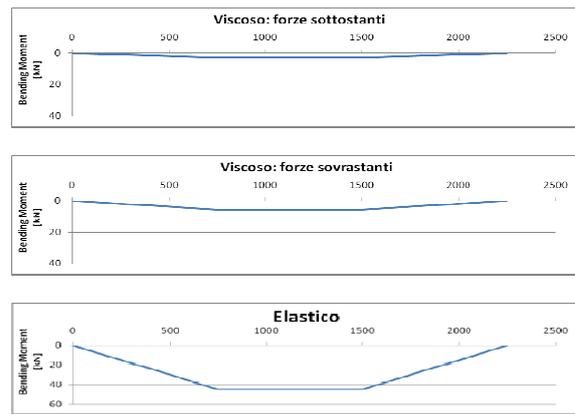
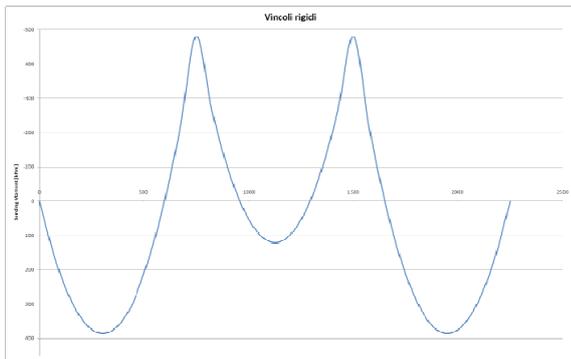


Fig. 12. a-d: Andamento delle sollecitazioni flettenti nella trave di bordo per il caso di vincoli rigidi e cedimenti impressi

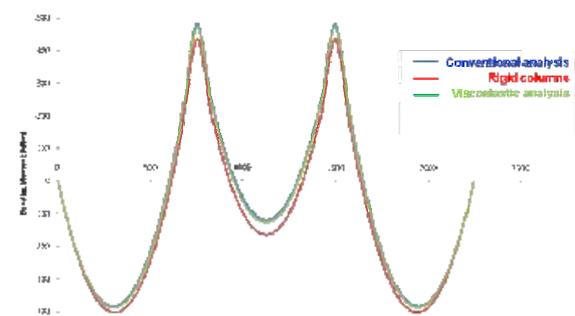


Fig. 13: Andamento delle sollecitazioni flettenti nella trave di bordo

Indicando, in virtù della simmetria del problema, con X_0 , X_c , X_v i valori comuni delle reazioni staticamente indeterminate relative agli appoggi di continuità della trave, valutate per appoggi fissi, in analisi convenzionale e in analisi viscoelastica con compensazione, ricordando le (35), (36), (38), (39), valgono le relazioni:

$$X_c = X_0 - X_e^* = X_0 - X_e^{\text{post}} - X_e^{\text{pres}}$$

$$X_v = X_0 - k_1 \cdot X_e^{\text{post}} - k_2 \cdot X_e^{\text{pres}}$$

$$\frac{X_c}{X_0} = 1 - \frac{X_e^*}{X_0} = 1 - \frac{X_e^{\text{post}}}{X_0} \left[1 + \frac{X_e^{\text{pres}}}{X_e^{\text{post}}} \right]$$

$$\frac{X_e^*}{X_0} = 1 - k_1 \cdot \frac{X_e^{\text{post}}}{X_0} - k_2 \cdot \frac{X_e^{\text{pres}}}{X_0} = 1 - \frac{X_e^{\text{post}}}{X_0} \left[k_1 + k_2 \frac{X_e^{\text{pres}}}{X_e^{\text{post}}} \right]$$

Posto pertanto:

$$\frac{X_e^{\text{post}}}{X_0} = \beta_0 ; \quad \frac{X_e^{\text{pres}}}{X_{po}} = \beta_r$$

risulta

$$\frac{X_c}{X_0} = 1 - \beta_0 (1 + \beta_r)$$

$$\frac{X_v}{X_0} = 1 - \beta_0 (k_1 + k_2 \beta_r)$$

Allo stesso modo, detto M_{\max} il momento flettente massimo nella campata centrale nella configurazione ad appoggi fissi, risulta $M_{\max} = 0.25|X_0|$, cosicché, indicati rispettivamente con $X_{\max,a}$, $X_{\max,b}$, i momenti flettenti massimi valutati nell'analisi convenzionale e in quella viscoelastica, risultano le relazioni:

$$\frac{X_{\max,a}}{M_{\max}} = 1 + 4 \cdot \beta_0 (1 + \beta_r)$$

$$\frac{X_{\max,b}}{M_{\max}} = 1 + 4 \cdot \beta_0 (k_1 + k_2 \beta_r)$$

Introducendo i valori numerici si ha infine:

$$k_1 = 0.154; \quad k_2 = 0.207$$

$$\beta_0 = 0.036; \quad \beta_r = 1.593$$

e pertanto:

$$\frac{X_c}{X_0} = 1 - 0.036(1 + 1.593) = 0.907$$

$$\frac{X_v}{X_0} = 1 - 0.036(0.154 + 0.207 \cdot 1.593) = 0.983$$

$$\frac{X_{\max,a}}{M_{\max}} = 1 + 4 \cdot 0.036 \cdot (1 + 1.593) = 1.37$$

$$\frac{X_{\max,b}}{M_{\max}} = 1 + 4 \cdot 0.036 \cdot (0.154 + 0.207 \cdot 1.593) = 1.07$$

E' immediato osservare che la soluzione viscoelastica si pone quale intermedia fra la soluzione ad appoggi fissi e quella convenzionale, la cui differenza appare comunque tale da richiedere un affinamento dei risultati allo scopo da un lato di ottimizzare il consumo dei materiali, dall'altro di valutare con precisione lo stato di spostamento verticale dei punti di appoggio della trave per potere controllare la compatibilità degli spostamenti trasversali della trave con quelli tollerabili dalle strutture portate, in particolare le facciate in vetro, la cui fragilità richiede una particolare attenzione per prevenire dissesti o malfunzionamenti il cui peso economico può divenire sensibilmente oneroso. Nella analisi svolta, caratterizzata da accorciamenti contenuti delle colonne, la soluzione viscoelastica differisce sugli appoggi ed in campata rispettivamente di circa il 2% e di circa il 7% rispetto a quella ad appoggi fissi e presenta momenti di continuità superiori di circa 8% rispetto alla soluzione convenzionale. Questo risultato mostra con chiarezza la necessità di dovere effettuare indagini approfondite per evitare la possibilità di insorgenza di fenomeni fessurativi allorché ci si arresti ad una semplice analisi elastica di tipo convenzionale, in accordo alla quale le sollecitazioni flessionali di continuità risulterebbero eccessivamente ridotte.

5. CONCLUSIONI.

L'analisi strutturale di edifici alti in calcestruzzo armato richiede una attenta valutazione dell'accorciamento differito delle colonne prodotto dalla viscosità. L'accorciamento differenziale fra le colonne e fra le colonne ed il nucleo da luogo a ridistribuzioni dello stato di sollecitazione negli impalcati e a spostamenti variabili dei supporti ove sono vincolate le strutture di facciata, il cui comportamento può essere sensibilmente danneggiato. La approfondita disamina

del problema svolta nel presente lavoro ha permesso di evidenziare come il problema connesso alla ridistribuzione dello stato sollecitativo negli impalcati non costituisca fattore gravemente negativo per quanto riguarda la capacità portante dell'impalcato. Infatti, poiché le deformazioni delle colonne connesse alla viscosità del calcestruzzo sono generate da azioni statiche, la soluzione del problema tende ad essere governata dal primo teorema della viscosità lineare, per il quale non si verificherebbero ridistribuzioni di sollecitazioni negli impalcati in presenza di struttura reologicamente omogenea. Ne consegue che gli effetti redistributivi sono da ricercarsi essenzialmente nella non omogeneità reologica della struttura dovuta alla presenza di calcestruzzi di differente età. Vi è tuttavia da osservare che la non omogeneità reologica non è in genere elevata in quanto i tempi di costruzione degli edifici alti sono alquanto ristretti. Anche in presenza di forte disomogeneità reologica, ad esempio in strutture con colonne metalliche e nuclei in calcestruzzo, la ridistribuzione delle sollecitazioni flessionali degli impalcati non raggiunge livelli particolarmente elevati poiché per queste tipologie strutturali il valore delle reazioni staticamente indeterminate generate dagli accorciamenti delle colonne è controllato dal rilassamento del calcestruzzo degli impalcati. In ogni caso pertanto la soluzione del problema, all'interno delle ipotesi fatte, viene a collocarsi fra lo stato sollecitativo ad appoggi fissi e quello relativo ad una analisi convenzionale, entrambi di immediata e semplice determinazione. Gli accorciamenti delle colonne costituiscono invece un problema basilare per quanto riguarda l'assetto delle strutture portate e a questo proposito la formulazione discussa nel presente lavoro costituisce strumento efficace per una loro affidabile previsione.

6. BIBLIOGRAFIA.

- [1] Fintel, M., Khan, F.R., Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures, Prediction of inelastic Column Shortening, ACI Journal, 62, 1965.
- [2] Fintel, M., Khan, F.R., Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures, Analysis for Differential Shortening of Columns and Field Observation of Structures, ACI SP 27-4, 1971.
- [3] Fintel, M. Khan, F.R., Conceptual Details for Creep, Shrinkage and Temperature in Ultra High-Rise Buildings, ACI SP27-9, 1971.
- [4] Mc Henry D., A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design, Proceeding ASTM, 1943.
- [5] CEB/FIP Model Code 90, Design Code, Thomas Telford, London, 1993.
- [6] Trost H., Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, Beton und Stahlbetonbau, Ottobre 1967.
- [6] Mc Henry D., A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design, Proceeding ASTM, 1943.
- [7] Mola, F., Long Term Analysis of R.C. and P.C. Structures according to Eurocode2, Proc. of the Int.ECSN(European Concrete Standard in Practice) Symp., Copenhagen,1997.
- [8] Ghali A, Favre,R., Concrete Structures, Stresses and Deformations, F&N Spon, London, 1994.

OTTIMIZZAZIONE DI PIASTRE IN C.A. ALLO SLU

Igino Mura¹, Flavio Stochino¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

SOMMARIO

Negli ultimi decenni il tema dell'ottimizzazione strutturale è stato affrontato con numerosi approcci fondati sull'uso di differenti metodologie come quella euristica, fuzzy etc. Gli studi finora proposti hanno riguardato generalmente strutture riconducibili a comportamenti monodimensionali, più raramente bidimensionali. Nel presente lavoro si affronta proprio lo studio di strutture bidimensionali costituite da piastre inflesse in C.A. L'articolo illustra le tecniche ed i risultati ottenuti in un concreto problema di ottimizzazione strutturale.

Nell'analisi sono utilizzati il metodo delle linee di rottura, il principio dei lavori virtuali, l'algoritmo Simulated Annealing (SA) e una originale procedura degli autori implementati in ambiente MATLAB.

L'obiettivo è la determinazione della migliore disposizione delle armature e la definizione dello spessore ottimale dell'elemento che consentano di ottenere maggiori benefici sul piano economico nel rispetto dello Stato Limite Ultimo. La condizione ottimale è studiata anche al variare dei prezzi di mercato dei materiali utilizzati.

La metodologia mostrata ha la sua maggiore applicazione nel progetto dei più diversi sistemi di piastre, ma in particolare per realizzazioni di elementi in serie dove la scelta di seguire un certo schema di armatura o un altro può portare a sensibili differenze nei costi.

In conclusione i risultati ottenuti evidenziano che la scelta ottima non viene influenzata (se non marginalmente) dalle variazioni dei prezzi del mercato o delle caratteristiche dei materiali rivelando una notevole stabilità della soluzione trovata.

SUMMARY

This paper deals about the methodology of a plate structural optimization problem. Several results are also showed. In the last decades this topic has been studied with different approaches: e.g. heuristic methods, fuzzy methods etc. Most of these works analyze one dimension structure and rarely two dimensional one. For this reason in this work R.C. bending plates are considered.

The analysis uses the yielding lines method, principle of virtual work, the Simulated Annealing (SA) algorithm and an original procedure implemented in MATLAB environment.

The objective is the optimal arrangement of reinforcing bars and the optimal value of the plate thickness in order to have the minimal cost in accordance with the Ultimate Limit State (SLU). The best solution is studied with different market prices.

The methodology has shown its greatest application in the design of many different systems of plates, but in particular for projects with components in series where the choice to follow a certain arrangement of reinforcing bars or another can lead to significant cost differences.

In conclusion, the results show that the optimal choice is not affected by changes in market prices or by the characteristics of the materials revealing a remarkable stability of the solution

1. INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento storico

Il concetto di ottimizzazione strutturale, nel senso di massimizzare l'efficienza di una struttura, è stato oggetto di studi sin dal 1500-1600. Furono Leonardo da Vinci e Galileo a effettuare test sperimentali su modelli studiati appositamente per esaltare determinate caratteristiche (vedi [1]). Solitamente si ascrive la data di inizio dell'ottimizzazione strutturale classica al 1869 collegandola alla pubblicazione del lavoro di

Maxwell [2], mentre i primi studi di ottimizzazione basati sull'utilizzo dei calcolatori risalgono al lavoro di Schmit del 1960 [3]. Da questo momento in poi vi fu un grande sviluppo di metodi di ricerca numerica applicati all'ottimizzazione strutturale di elementi quali travi, telai e piastre. Questi si basavano essenzialmente sulla tecnica del gradiente. Fino al 1965 si sfruttavano le differenze finite per definirlo, solo dopo il lavoro di Fox del 1965 [4] si utilizzarono tecniche analitiche.

In realtà verso la fine degli anni sessanta ci si trovò di fronte ad importanti difficoltà di onere computazionale poiché

non si riuscivano ad affrontare problemi che avessero più di cinquanta incognite. Con gli anni settanta nacquero i metodi basati sui criteri di ottimalità che permettevano di trattare problemi con tantissime variabili e pochi vincoli, ma senza la generalità dei metodi di ottimizzazione numerica. Questi ultimi ebbero un nuovo impulso grazie ai concetti di approssimazione euristica presenti nel lavoro di Schmidt e Farshi [5] del 1974. Le novità consistevano nel fatto che sfruttando alcuni principi fisici di base si potevano permettere variazioni molto maggiori delle possibili soluzioni con la conseguenza di ridurre il numero di elementi finiti necessari per l'analisi.

Alla fine degli anni settanta Fleury e Sanders [6] mostrarono che i criteri di ottimalità e le ottimizzazioni numeriche sono legati molto strettamente dalla teoria della dualità nell'ottimizzazione numerica.

Negli anni ottanta si crearono procedure di approssimazione di seconda generazione (approssimazione delle forze invece degli sforzi, approssimazioni del quoziente di Raleigh). Queste nuove tecniche (vedi [7] e [8]) permisero di estendere i concetti di ottimizzazione ai telai ed ai gusci. Si poté considerare come variabile del problema anche la dimensione geometrica dell'elemento. Negli anni ottanta hanno visto la luce anche importantissimi algoritmi euristici che hanno stabilito i punti di riferimento per l'ottimizzazione strutturale degli anni seguenti: Simulated Annealing [9] e tutti gli algoritmi evolutivi. Questi ultimi utilizzano tecniche numeriche per simulare i processi di evoluzione e selezione. Il linguaggio stesso degli elementi del procedimento è mutuato dal sistema evolutivo Darwiniano: una possibile soluzione per un problema è chiamata "individuo", mentre un insieme di soluzioni è detto "popolazione" ecc.

Storicamente si sono sviluppati quattro tipi principali di algoritmi evolutivi

- Evolution Strategies (ES): [10] e [11].
- Evolutionary Programming (EP): [13].
- Genetic Algorithms (GAs): [14].
- Genetic Programming (GP): [15]

Tuttavia nel corso degli anni questi sono stati uniti e innovati dando origine a tantissimi algoritmi di ottimizzazione ibridi che hanno in comune l'origine evolutiva: ad es. [16], [17] ecc. I casi affrontati variano da semplici strutture monodimensionali (per la maggior parte) a complicati sistemi di telai e piastre (più rari).

Principalmente la funzione obiettivo da minimizzare ricade in due principali categorie: costo della struttura o di un suo componente particolare (ad es. [19]) oppure topologia dell'elemento per ottenere una sollecitazione minore sul materiale che lo compone (ad es. [20]).

Il presente lavoro riprende quanto proposto in [18] per ampliarlo nell'ottica della minimizzazione del costo di tutta la struttura prendendo in considerazione anche lo spessore della piastra analizzata.

1.2 Definizione generale del problema di ottimizzazione strutturale.

Esiste una grande varietà di problemi di ottimizzazione strutturale: spesso l'obiettivo dell'analisi è ottenere una costruzione che abbia il costo minimo di realizzazione, oppure che pesi il meno possibile. In termini generali il problema può sempre essere espresso mediante una funzione obiettivo da ottimizzare $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ e dei vincoli da rispettare $g_n(x_1, x_2, \dots, x_n)$ che dipendono dai parametri caratteristici del problema.

$$\left\{ \begin{array}{l} F(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{i=1}^r p_i \cdot m_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ g_1(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \\ g_2(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \\ \dots \\ g_n(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \end{array} \right. \quad (1)$$

Nella (1) la funzione costo $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ è espressa come la somma dei prezzi unitari p_i moltiplicati per quantità corrispondenti $m_i(x_1, x_2, \dots, x_n)$ degli elementi presenti nella costruzione. Il sistema dei vincoli rappresenta le condizioni necessarie per soddisfare gli S.L. espresse in funzione delle variabili del problema.

1.3 Calcolo a rottura.

La teoria del calcolo a rottura fornisce potenti strumenti per modellare il comportamento strutturale allo SLU poiché, mediante essa, si possono tenere in considerazione le caratteristiche elasto-plastiche del materiale utilizzato. Per comprendere meglio la fisica del problema è utile descrivere il comportamento limite delle piastre in C.A: sotto carico crescente la struttura risponde inizialmente in maniera elastica ma, in seguito, superato un certo valore del carico, le armature tese raggiungono il loro limite di snervamento ed il momento resistente della sezione si assesta al suo valore limite. A questo punto si ha una redistribuzione delle sollecitazioni interne che permette alla piastra di sopportare un carico ancora maggiore sino al valore di collasso. In tale condizione l'acciaio teso è stato snervato in un numero sufficiente di punti da trasformare la piastra in un meccanismo.

Un comportamento di questo tipo prevede l'assunzione di alcune ipotesi:

- Il materiale usato ha un comportamento rigido-plastico.
- Allo SLU si ammettono deformazioni esclusivamente di tipo plastico localizzate lungo linee dette linee di articolazione o linee cerniera.
- Le linee di articolazione o linee cerniera sono sempre segmenti di retta.

Il metodo utilizzato in seguito per l'analisi della piastra è il "metodo delle linee di rottura". È possibile suddividerlo in due fasi distinte:

- 1) Tenendo conto delle caratteristiche geometriche, di vincolo e di carico della piastra, si determinano una o più famiglie di meccanismi possibili. Ciascuna famiglia è definita a meno di un certo numero di parametri geometrici che permettono di esprimere il carico di rottura come una funzione scalare degli stessi parametri $p = p(x_1, x_2, \dots, x_n)$.
- 2) Secondo quanto affermato dal teorema cinematico dell'analisi limite si individua, per ciascuna famiglia, il meccanismo particolare che fornisce il più piccolo carico limite. Il valore più piccolo tra i carichi p_i di ciascuna famiglia sarà il carico di rottura della piastra.

Il nucleo di tutto il procedimento consiste nell'esprimere una funzione che fornisca il carico limite al variare dei parametri che definiscono il meccanismo. Tipicamente l'espressione ottenuta $p = p(x_1, x_2, \dots, x_n)$, è non lineare, la sua minimizzazione è un'operazione delicata e complessa. La tecnica di calcolo che permette di ottenere l'obiettivo in questo lavoro è il Simulated Annealing che verrà descritto nel seguente paragrafo.

1.4 Algoritmo di Simulate Annealing.

L'algoritmo di Simulated Annealing (che si indicherà con SA di seguito) è spesso definito come una tecnica generale per la soluzione di problemi di ottimizzazione combinatoriale. E' un algoritmo euristico che si avvicina alla soluzione mediante un procedimento stocastico ed iterativo. Nella sua forma originaria il SA fu proposto da Kirkpatrick e alt [9]; il temine annealing denota un processo fisico nel quale un solido viene riscaldato progressivamente fino ad una temperatura alla quale raggiunge lo stato liquido, per poi farlo raffreddare lentamente. Se è stata raggiunta una temperatura di fusione sufficientemente alta e il processo di raffreddamento è stato abbastanza lento, le molecole si dispongono in una configurazione cui corrisponde la minima energia potenziale del sistema.

Per il problema analizzato in questo articolo si è scelto un algoritmo SA, che funziona in ambiente MATLAB, sviluppato da Rody P.S. Oldenhuis della Delft University of Technology.

I valori dei parametri caratterizzanti la procedura sono:

- $c_0 = 1$ valore iniziale del parametro di controllo;
- $c_{\min} = 10^{-8}$ valore finale del parametro di controllo;
- $k_B = 1$ costante di Boltzmann;

Il massimo numero di iterazioni consentite prima di decrementare il parametro di controllo è fissato a 150;

La procedura di decremento è regolata dalla seguente equazione (2):

$$c_{k+1} = \frac{c_{\min}^{1/150}}{c_0} c_k \quad (2)$$

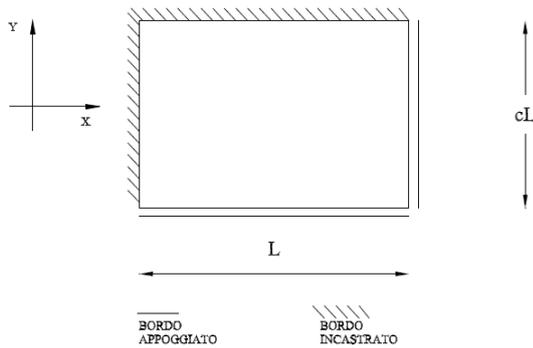


Figura 1: Piastra considerata.

2. OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE DI UNA PIASTRA IN C.A.

2.1 Descrizione del procedimento.

La piastra di Figura 1 ha dimensioni L e cL, è soggetta a un carico uniformemente distribuito su tutta la superficie pari a p e rappresenta il solaio di un edificio civile. La situazione di vincolo in esame prevede due lati incastrati e due appoggiati. Il procedimento seguito si può scomporre in due fasi:

Nella prima si studia il carico di collasso corrispondente al meccanismo illustrato in Figura 2, utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite. Il volume delle armature è rapportato a questo valore al variare dei parametri geometrici considerati, in modo da studiare quale è la situazione di miglior compromesso tra costo delle armature e massimo carico di rottura.

Nella seconda si valuta quale deve essere lo spessore della piastra tale da rispettare lo SLU per ottenere un minimo costo complessivo, tenendo conto contemporaneamente del prezzo del Calcestruzzo e dell'Acciaio.

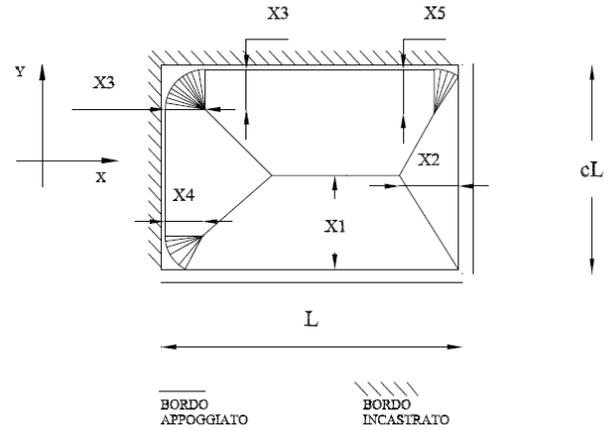


Figura 2: Meccanismo di rottura analizzato.

2.2 Caratteristiche delle armature e momenti plastici.

Si supponga che sia le armature superiori, sia quelle inferiori, siano disposte nella direzione degli assi del sistema di riferimento x; y.

A_x^+ rappresenta l'area, per unità di lunghezza della piastra, della armatura posta nella parte inferiore della sezione parallela all'asse x. Analogamente A_x^- rappresenta l'area di quella superiore. Terminologia simile si usa per le armature disposte parallele all'asse y: A_y^+ rappresenta l'area, per unità di lunghezza, di quella inferiore, mentre A_y^- di quella superiore.

Si definiscono i seguenti coefficienti che caratterizzano l'ortotropia e l'anisotropia della piastra:

$$k = \frac{A_y^+}{A_x^+} = \frac{A_y^-}{A_x^-} \quad \text{Coeff. Ortotropia} \quad (3)$$

$$g = \frac{A_x^-}{A_x^+} = \frac{A_y^-}{A_y^+} \quad \text{Coeff. Anisotropia}$$

Il momento plastico limite della sezione è legato strettamente alle caratteristiche di resistenza dell'acciaio utilizzato per le armature. Si esprima, ad esempio, quello relativo allo snervamento delle armature inferiori parallele all'asse x:

$$M_x^+ = A_x^- \cdot h^* \cdot f_{yd} \quad (4)$$

Nella (4) si è indicato con h^* il braccio di coppia interna e con f_{yd} la resistenza di calcolo dell'acciaio.

Le piastre in C.A. hanno percentuali di armatura relativamente basse rispetto alle travi, per cui la zona di CLS compresso è molto ridotta. Inoltre il braccio di coppia interna è pressoché costante nella piastra: proprio per questo i momenti plastici si possono considerare proporzionali alle aree di armatura. Con gli stessi coefficienti k e g definiti precedentemente si esprimono tutti i momenti plastici caratteristici della sezione in funzione dell'unico M_x^+ :

$$M_y^+ = k \cdot M_x^+ \quad (5)$$

$$M_x^- = g \cdot M_x^+$$

$$M_y^- = k \cdot g \cdot M_x^+$$

In una generica linea di rottura inclinata di un angolo φ rispetto all'asse x, il momento plastico relativo alle armature superiori ed inferiori può essere determinato sulla base del criterio di plasticità di Johansen (6).

$$M_p^+ = M_x^+ \cdot (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi) \quad (6)$$

$$M_p^- = M_x^+ \cdot g \cdot (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi)$$

2.3 Lavoro interno.

Il calcolo del carico di rottura si effettua secondo il teorema cinematico dell'analisi limite e il principio dei lavori virtuali. Il meccanismo che fornisce il carico di rottura si individua studiando il valore dello stesso carico al variare dei parametri geometrici indicati in Figura 2. Tale figura, infatti, definisce una famiglia di meccanismi. Lo scopo dell'analisi limite è studiare quale tra questi meccanismi fornisce il minimo carico di collasso. Sfruttando il grado di libertà insito nel meccanismo si può assegnare uno spostata virtuale alla piastra, in modo da calcolare il lavoro interno dissipato nelle cerniere plastiche w_i e nei ventagli w_φ agli angoli della piastra.

Se si calcola il lavoro compiuto dalle forze esterne w_e per il campo di spostamenti scelto, secondo il PLV possiamo scrivere l'uguaglianza tra lavoro interno ed esterno (7). Tale equazione ha come sola incognita il carico critico \tilde{p} che verrà in tal modo identificato.

$$w_i + w_\varphi = w_e \quad (7)$$

Per una linea di rottura lunga Δl inclinata di un angolo φ rispetto all'asse x , il lavoro di dissipazione interna si può esprimere mediante la (8). In essa M_n rappresenta il momento plastico limite per unità di lunghezza di quella linea di rottura mentre $|\theta|$ è la rotazione relativa tra le porzioni rigide separate dalla stessa linea.

$$D_i = M_n \cdot \Delta l \cdot |\theta| \quad (8)$$

In riferimento alle espressioni (6) possiamo generalizzare la (8) ottenendo le due espressioni (9). Esse rappresentano il lavoro interno relativo a una qualunque cerniera cilindrica formatasi a seguito della plasticizzazione delle armature superiori o inferiori rispettivamente.

$$D_i^+ = M_x^+ \cdot (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi) \cdot \Delta l \cdot |\theta| \quad (9)$$

$$D_i^- = M_x^- \cdot g \cdot (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi) \cdot \Delta l \cdot |\theta|$$

Se si dividono le (9) per la lunghezza caratteristica della piastra L è possibile riferirsi a grandezze adimensionalizzate:

$$l = \frac{\Delta l}{L}, w_i = \frac{D_i}{L \cdot M_x^+}$$

Con questi ragionamenti si ottengono delle espressioni simili alle precedenti, ma in forma adimensionale (10).

$$w_i^+ = (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi) \cdot l \cdot |\theta| \quad (10)$$

$$w_i^- = g \cdot (\sin^2 \varphi + k \cdot \cos^2 \varphi) \cdot l \cdot |\theta|$$

Tramite le (10) è possibile calcolare il lavoro interno dissipato per ogni linea di rottura.

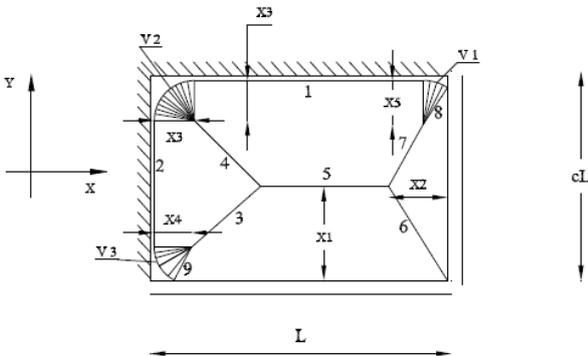


Figura 3: Numerazione delle linee di rottura del meccanismo analizzato.

Sommando tutti i contributi è possibile calcolare il valore del lavoro interno compiuto dai momenti plastici secondo le linee di rottura definite.

$$w_i = \sum_{k=1}^9 |w_k| \quad (11)$$

2.4 Lavoro nei ventagli.

Nelle piastre ortotrope, il lavoro interno dissipato nel j-esimo ventaglio si può esprimere con la (12). In essa δ_{vj} è lo spostamento virtuale del vertice del ventaglio, ψ_j è l'angolo al centro mentre α_j, β_j sono gli angoli che i due raggi esterni formano con l'asse x .

$$D_{w_j} = M_x^+ \cdot \left[(g-1) \cdot \frac{1-k}{2} \cdot \cos(\alpha_j - \beta_j) \cdot \sin(\psi_j) + (1+g) \cdot \frac{1-k}{2} \cdot \psi_j \right] \cdot \delta_{vj} \quad (12)$$

Anche in questa situazione ci si può riferire a quantità adimensionali ponendo $\delta_j = \delta_{vj} / L$ e $w_{\varphi_j} = D_{w_j} / L \cdot M_x^+$. Si ottiene la (13):

$$w_{\varphi_j} = \left[(g-1) \cdot \frac{1-k}{2} \cdot \cos(\alpha_j - \beta_j) \cdot \sin(\psi_j) + (1+g) \cdot \frac{1-k}{2} \cdot \psi_j \right] \cdot \delta_j \quad (13)$$

Sommando i contributi di ogni singolo ventaglio è possibile calcolare il valore del lavoro interno dissipato in essi:

$$w_\varphi = \sum_{k=1}^3 |w_{\varphi_k}| \quad (14)$$

2.5 Lavoro dei carichi esterni.

Si consideri un generico punto sulla piastra contenuto in un'areola dA su cui agisce un carico distribuito per unità di superficie $P(x; y)$. Se $V(x; y)$ rappresenta lo spostamento in direzione normale alla piastra del punto generico nel momento del collasso, il lavoro compiuto dai carichi esterni sarà:

$$D_e = \int_A P_{(x,y)} \cdot V_{(x,y)} \cdot dA \quad (15)$$

Indicando con $w_e = D_e / L \cdot M_x^+$, $v = V / L$, $a = A / L^2$, e dividendo tutto per la costante 6 (solo per questioni numeriche) $\tilde{p} = PL^2 / (6M_x^+)$ è possibile ottenere un'espressione adimensionale anche per il lavoro esterno (16).

$$w_e = \int_A \tilde{p}_{(x,y)} \cdot v_{(x,y)} \cdot da \quad (16)$$

Nel caso analizzato di carico uniforme su tutta la piastra, il calcolo si riduce al prodotto di \tilde{p} per il volume degli spostamenti ottenuti durante lo svilupparsi del meccanismo.

$$w_e = \tilde{p}_{(x,y)} \cdot V_0 \quad (17)$$

2.6 Calcolo del carico limite.

Il parametro \tilde{p} caratteristico della struttura rappresenta il valore adimensionale del carico di rottura. Si può ottenere dall'espressione del PLV (7) scritta sostituendo i valori del lavoro interno ed esterno individuati precedentemente (18).

$$\tilde{p} = \frac{w_i + w_\varphi}{V_0} \quad (18)$$

La (18) è un'espressione molto complessa e tipicamente non lineare. Permette di esprimere il carico critico della piastra in funzione dei parametri geometrici $\tilde{p} = \tilde{p}(x_1; x_2; x_3; x_4; x_5)$.

Per il teorema cinematico dell'analisi limite si cerca la combinazione dei parametri che rende minimo il valore della (18) e tale valore sarà proprio il carico di rottura della piastra analizzata. Questa operazione viene realizzata utilizzando la procedura di Simulated Annealing introdotta nel capitolo precedente.

2.7 Ottimizzazione del carico limite e del volume di armatura.

L'obiettivo di questa prima fase dell'analisi è quello di

determinare il miglior rapporto tra il volume delle armature (adimensionalizzato, ottenuto riferendo ciascuna dimensione lineare al lato maggiore L) necessarie per ottenere un certo carico di rottura V_a e il carico di rottura stesso \tilde{p} normalizzato mediante il prodotto $\tilde{p} \cdot c$:

$$\rho = \frac{V_a}{\tilde{p} \cdot c} \quad (19)$$

Nella trattazione seguente ci si riferisce ad un valore $c=0.7$. Mentre le armature inferiori sono uniformemente distribuite lungo la superficie, si considera una disposizione delle armature superiori conforme alle normative vigenti e tale da garantire lo svilupparsi del meccanismo analizzato come mostrato in Figura 4; il calcolo di V_a non è riportato in forma esplicita per non appesantire la trattazione.

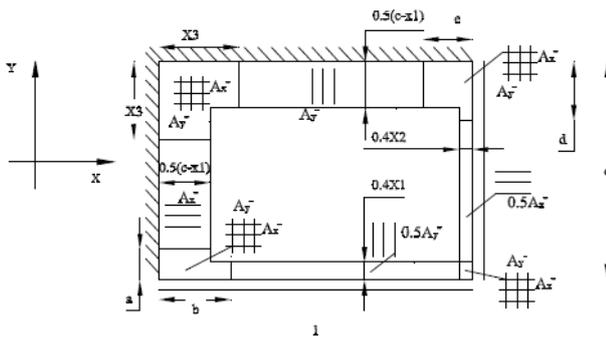


Figura 4: Disposizione delle armature superiori.

Per trovare la soluzione ottima si è utilizzato un algoritmo che implementa il metodo Simulated Annealing nell'ambiente di calcolo MATLAB. Il programma itera le combinazioni di k e g calcolando per ogni caso il carico critico minimo \tilde{p} richiamando la procedura di SA. Essa ha in ingresso il valore del carico di rottura espresso dalla (18).

Dopo aver minimizzato il valore del carico di rottura tramite l'algoritmo di Simulated Annealing, si valuta il volume delle armature e quindi il loro rapporto. Tale valore viene confrontato con il minimo precedentemente trovato e, nel caso sia inferiore ad esso, diviene automaticamente il nuovo minimo. In questo modo la soluzione che gli corrisponde (rappresentata dal valore dei parametri geometrici e dei coefficienti k e g) diviene la provvisoria soluzione ottima del problema.

Una volta esaurite tutte le combinazioni la procedura termina e la soluzione del problema, che fino a quel momento si è rivelata la migliore, diviene automaticamente quella definitiva.

La soluzione ottima con un grado di approssimazione della 5° cifra decimale è quella con $k=8$, $g=14$ che corrisponde ad un valore del rapporto $\rho=0.29371$ e ai seguenti valori dei parametri geometrici che definiscono il meccanismo:

Tabella 1 – Soluzione ottima

Parametro	Valore
x1	0.28667
x2	0.14872
x3	0.27574
x4	0.21739
x5	0.36519

E' interessante osservare che, al crescere del valore di tali parametri g e k, l'intensità di \tilde{p} aumenta (vedi tabella 2), in quanto la piastra viene maggiormente armata per resistere ai

momenti di entità maggiore che si hanno agli incastri.¹

Tabella 2 – Valori del carico \tilde{p} al variare di k e g.

k\g	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
1	8.6	8.9	9.1	9.3	9.6	9.8	10.0	10.3
2	13.8	14.2	14.6	14.9	15.3	15.7	16.1	16.4
3	18.8	19.4	19.9	20.4	20.9	21.5	22.0	22.5
4	23.9	24.5	25.2	25.9	26.5	27.2	27.8	28.5
5	28.8	29.6	30.4	31.2	32.0	32.8	33.6	34.4
6	33.8	34.7	35.7	36.6	37.5	38.4	39.4	40.3
7	38.7	39.8	40.8	41.9	43.0	44.0	45.1	46.1
8	43.6	44.8	46.0	47.2	48.4	49.6	50.8	52.0
9	48.4	49.8	51.2	52.5	53.8	55.2	56.5	57.8
10	53.2	54.8	56.3	57.8	59.2	60.7	62.1	63.6

Si ricorda che $\tilde{p} = \frac{PL^2}{6M_x^+}$ rappresenta una quantità adimensionalizzata, pertanto l'aumento del carico di rottura è relativo all'area di armatura A_x^+ al limite per k e g molto grandi la maggior parte dell'armatura è localizzata superiormente in direzione y. Il momento plastico M_x^+ dovrà necessariamente diminuire, perché il valore di A_x^+ decresce, fino a tendere a zero per k e g infiniti. E' ora intuibile perché, al crescere di g e k, il valore di \tilde{p} aumenti.

Si noti anche che, per come è stato adimensionalizzato il carico, il momento plastico che la struttura deve offrire per sopportare lo stesso \tilde{p} è espresso da:

$$M_x^+ = \frac{p \cdot L^2}{6 \cdot \tilde{p}} \quad (20)$$

Dunque all'aumentare di \tilde{p} il momento M_x^+ decresce: infatti per valori alti di g e k la piastra ha un comportamento più simile alla mensola (in cui il momento tende le fibre superiori con maggiore intensità in prossimità degli incastri) e, conseguentemente, il lavoro cui sono sottoposte le armature A_x^+ è abbastanza ridotto. Caso ben diverso, ad esempio, è quello isotropo $g = 1$, $k = 1$ in cui il comportamento della piastra si avvicina maggiormente a quello di una struttura appoggiata con momenti positivi in mezzera di una maggiore importanza. E' chiaro che quei valori dei coefficienti di anisotropia e ortotropia portano a bassi valori del carico \tilde{p} e conseguentemente ad alti valori di M_x^+ .

In questa fase si è, dunque, trovato il rapporto ottimo tra il volume delle armature di acciaio ed il carico di rottura caratteristico della piastra, ma non si è ancora stabilito quale sarà lo spessore. Finora non è stato necessario riferirsi alle dimensioni reali della piastra perché tutti i calcoli sono stati effettuati adimensionalizzando le variabili.

2.8 Dimensionamento ottimo dello spessore.

Nella fase successiva diviene necessario conoscere il carico effettivo agente sulla piastra \tilde{p} . Esso serve per determinare il valore del momento plastico limite che la struttura deve offrire per sopportare lo stesso carico (vedi la (20)). Il problema ha una complicazione aggiuntiva: essendo incognito il valore dello spessore d lo è anche il peso stesso della struttura, pertanto il momento plastico M_x^+ non può essere determinato unicamente in funzione del carico agente, ma è necessario innescare un procedimento iterativo che per successive approssimazioni perfeziona il calcolo dello spessore tenendo in conto anche del peso della struttura.

La lunghezza della piastra scelta per l'analisi è $L = 7$ m.

¹ La condizione ottima che si è trovata tiene conto anche del costo dell'acciaio e pertanto non corrisponde al carico di rottura più alto possibile.

Per il dimensionamento sono presenti due strade alternative:

- Aumentare lo spessore e conseguentemente il volume del CLS.
- Aumentare la quantità di armatura inferiore e quindi il volume di acciaio.

Ciascuna alternativa esclude naturalmente l'altra in un'ipotesi di ottimizzazione. L'idea è quella di trovare il valore dello spessore tale da rendere minima la funzione di costo espressa dalla (21):

$$Costo = \epsilon_{acciaio} \cdot V_{acciaio} + \epsilon_{CLS} \cdot V_{CLS} \quad (21)$$

Si consideri una striscia di piastra di larghezza unitaria e si supponga uno schema di calcolo con stress-block come quello mostrato in Figura 5. In tale situazione la funzione costo assume l'espressione della (21) in cui si assume un copriferro totale (tenendo conto di quello superiore ed inferiore) di 0.04 m.

$$Costo = \epsilon_{acciaio} \cdot V_{acciaio} \cdot A_x^+ \cdot L + \epsilon_{CLS} \cdot (d + 0.04) \cdot cL^2 \quad (22)$$

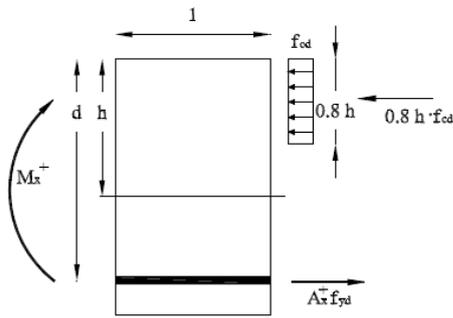


Figura 5: Schema di calcolo per una sezione di larghezza unitaria.

Le equazioni di equilibrio (23) forniscono i legami necessari tra le incognite: area di armatura inferiore A_x^+ , altezza utile della sezione d , distanza dell'asse neutro dal bordo superiore h . Si è indicato con f_{yd} la resistenza di calcolo dell'acciaio e con f_{cd} quella del CLS.

$$\begin{cases} A_x^+ \cdot f_{yd} = 0.8 \cdot h \cdot f_{cd} \\ A_x^+ \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.4 \cdot h) = M_x^+ \end{cases} \quad (23)$$

Dalle (23) è semplice ricavare l'espressione dell'altezza utile d in funzione dell'area A_x^+ .

$$d = \frac{M_x^+}{A_x^+ \cdot f_{yd}} + \frac{0.4 \cdot A_x^+ \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd}} \quad (24)$$

Sostituendo tale espressione (24) nella (22) si ottiene un'espressione della funzione costo nella sola incognita A_x^+ .

$$\begin{aligned} & \epsilon_{acciaio} \cdot V_{acciaio} \cdot A_x^+ \cdot L + \\ & + \epsilon_{CLS} \cdot \left(\frac{M_x^+}{A_x^+ \cdot f_{yd}} + \frac{0.4 \cdot A_x^+ \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd}} + 0.04 \right) \cdot cL^2 \end{aligned} \quad (25)$$

Trovare il minimo di tale funzione (25) è molto semplice a livello numerico. Il limite inferiore del valore che può assumere l'armatura è stato posto a 10^{-8} m^2 mentre quello superiore è dato dalla condizione di duttilità della sezione espressa dalla (29). Quest'ultima garantisce che la sezione si comporti come debolmente armata.

$$\frac{h}{d} \leq 0.25 \quad (26)$$

La (26) può essere interpretata come limite della variabile A_x^+ , ma in realtà la zona più armata è quella superiore in direzione y . È allora necessario un altro approccio: sfruttando le relazioni tra A_x^+ e A_y^- e le corrispondenti tra i momenti, è possibile riscrivere il sistema (23) in modo da esprimere un valore limite dell'armatura A_x^+ , che tenga conto delle condizioni di duttilità dell'armatura A_y^- .

$$\begin{cases} k \cdot g \cdot A_x^+ \cdot f_{yd} = 0.8 \cdot h \cdot f_{cd} \\ k \cdot g \cdot A_x^+ \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.4 \cdot h) = k \cdot g \cdot M_x^+ \end{cases} \quad (27)$$

La condizione $h/d < 0.25$ si esplicita in:

$$A_x^+ \leq \frac{\sqrt{2M_x^+ \cdot f_{cd}}}{3f_{yd}} \cdot \frac{1}{\sqrt{k \cdot g}} \quad (28)$$

Tale condizione limite è implementata nel codice di calcolo di cui di seguito si propone il diagramma di flusso in Figura 6. Il carico esterno considerato per l'esempio è $\tilde{p} = 3000 \text{ N/m}^2$.

Esso è ottenuto considerando la piastra come solaio ad uso residenziale su cui agisce un carico accidentale di 2000 N/m^2 che va moltiplicato per il coefficiente di combinazione $\gamma = 1.5$, poiché si considera una condizione di stato limite ultimo. Per l'analisi si è scelto un calcestruzzo di classe C20-25 ed un acciaio B450 C.

Il costo degli stessi materiali è stato calcolato sulla base del prezzario regionale della Sardegna².

L'algoritmo COSTO di Figura 6 è il cuore del processo di ottimizzazione dello spessore. Esso ha come variabili in ingresso il valore del carico \tilde{p} , i parametri geometrici che determinano il meccanismo di collasso, i coefficienti g e k che rendono ottimo il rapporto $V_a / (\tilde{p}c)$. Nelle prime fasi si assegnano resistenze e costi dei materiali, dati geometrici e carico agente del problema analizzato. Quindi si calcola il valore del momento plastico senza tenere conto del peso proprio della struttura, ancora incognito in questa fase.

Ora si entra in un ciclo in cui:

1. Si valuta l'area ottima di armatura mediante la funzione di minimizzazione del costo applicata alla (25).
2. Viene calcolata l'altezza utile e conseguentemente lo spessore della piastra per quel valore ottimo di armatura appena determinato.
3. Si calcola il peso effettivo della piastra che è computato per il valore del nuovo carico esterno agente che stavolta, appunto, tiene conto anche del peso proprio.³

² http://www.regione.sardegna.it/servizi/cittadino/prezzari_tariffari.html. Si tenga presente che nel costo del CLS è compresa anche l'incidenza della cassera.

³ Si considera una categoria di esposizione ambientale tale per cui sia necessario un copriferro di almeno 2 cm ma, tenuto conto che nei bordi avremo armatura superiore ed inferiore, si ha una maggiorazione complessiva di 4 cm.

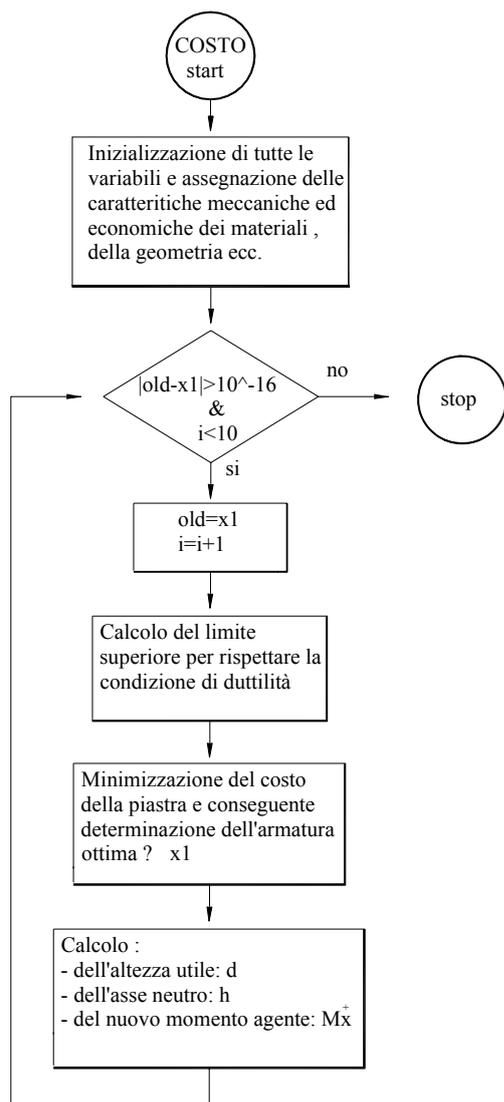


Figura 6: Diagramma di flusso del programma COSTO.

Il ciclo riparte con il valore del momento plastico aggiornato, determinando un nuovo valore ottimo dell'armatura e , di conseguenza, un nuovo valore dello spessore della piastra etc etc. La condizione di termine blocca il ciclo quando, tra due iterazioni successive, il valore ottimo di A_x^+ varia meno di 10^{-16} m^2 , oppure nel caso in cui la situazione proposta porti il sistema a divergere: cioè quando il numero di iterazioni è superiore a 9 ($i < 10$).

Per esser certi di ottenere un tipo di armatura debole è previsto il calcolo del rapporto h/d assegnato alla variabile rapporto.

3. RISULTATI.

Con i valori della soluzione ottenuta nella fase di ottimizzazione precedente il programma porge la seguente soluzione ottima:

- $k = 8$ coeff. Ortotropia
- $g = 1.4$ coeff. Anisotropia
- $A_x^+ = 38 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m}$ area di armatura inferiore in direzione x
- $d = 0.08 \text{ m}$ altezza utile della sezione unitaria. Con il copriferro si ha un'altezza complessiva della piastra di 0.12 m
- $h = 0.002 \text{ m}$ distanza dell'asse neutro dal bordo superiore compresso

- $M_x^+ = 1213 \text{ Nm/m}$ momento plastico necessario per il realizzarsi del meccanismo di collasso considerato
- rapporto $= h/d = 0.019 < 0.25$ condizione di duttilità della sezione.

Risulta interessante considerare l'influenza delle variazioni di prezzo sul risultato ottimo ($k = 8, g = 1.4$), o meglio: cosa succede se il mercato porta a variazioni importanti nel prezzo dei due materiali? Come è modificata la soluzione ottima? Lo studio si può realizzare semplicemente trasformando i codici di calcolo precedentemente illustrati, aggiungendo cicli iterativi che variano i prezzi considerati. Ricordando che i prezzi si intendono per metro cubo di materiale si ottiene quanto mostrato in Figura 7.

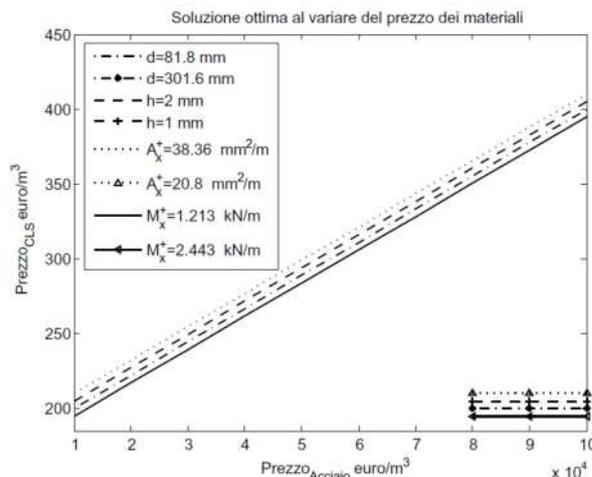


Figura 7: Modifiche della soluzione ottima al variare del prezzo dei materiali.

Questi risultati evidenziano che la soluzione non viene influenzata (se non marginalmente) dalle variazioni del mercato: servono grossi aumenti del prezzo dell'acciaio per variare la soluzione ottima.

3.1 Considerazioni sulla variazione delle caratteristiche dei materiali.

Il calcolo a rottura è usato da lungo tempo per il dimensionamento strutturale. Tale modellizzazione ha senso se l'elemento considerato presenta le caratteristiche di duttilità necessarie per realizzare un certo meccanismo. Ci si può chiedere se l'imposizione di un acciaio d'armatura B450 C, con il suo alto valore di snervamento, ha potuto inficiare la correttezza del risultato. I primi modelli di calcolo a rottura sono stati sviluppati con acciai da 250 N/mm^2 , mentre ora si impone l'uso di materiali con valore nominale di 450 N/mm^2 . L'aumento delle caratteristiche di resistenza è stato quasi del 100%.

Al contrario si trova che la tecnica di produzione del CLS strutturale, nel corso dei decenni, ha migliorato le caratteristiche di resistenza del materiale, ma molto meno rispetto a quanto fatto per l'acciaio. Pertanto si sono studiati i risultati variando le tipologie di acciaio usate per l'armatura e mantenendo fissa la classe di CLS usata nei calcoli precedenti.

Si è potuto notare come, al variare della qualità di acciaio, cambi solamente l'area di armatura, mentre le altre caratteristiche rimangono pressoché costanti.

Pertanto il modificarsi della distanza tra le prestazioni dell'acciaio e del CLS non inficia il modello di calcolo.

4. CONCLUSIONI.

Senza alcun dubbio il "Metodo delle Linee di Rottura" permette di progettare piastre con un'adeguata resistenza, ma è chiaro che non tiene conto di quanto richiesto dagli SLE. Una progettazione completa ed esaustiva dovrà necessariamente prevedere la verifica delle condizioni di esercizio da aggiungere a valle del processo di ottimizzazione.

La metodologia mostrata ha la sua maggiore applicazione nel progetto dei più diversi sistemi di piastre. Usualmente si può trovare in letteratura molto materiale riguardante strutture rettangolari caricate uniformemente, ma nella pratica si è costretti a progettare strutture di forme ben diverse, e le stesse condizioni di vincolo sono molto variabili (si pensi ad esempio a coperture di edifici in cui vanno previste aperture di diverso genere).

L'utilizzo di tale approccio presenta anche un'altra apparente difficoltà di base: il teorema cinematico fornisce un limite superiore al carico di rottura, o meglio: il suo enunciato ci assicura che il carico di rottura non è più grande di quello associato al meccanismo in esame. Senza il teorema statico non è escluso che vi siano meccanismi di collasso con carichi di rottura più bassi: si può sovrastimare la resistenza del sistema. Per questo motivo si dovrebbe essere molto attenti nell'esaminare tutti i possibili meccanismi che si possono realizzare nella struttura. D'altra parte, il confronto tra i test sperimentali e i calcoli teorici del metodo delle linee di rottura confermano che l'approccio è sicuro e ben fondato. In molti casi, inoltre, si mostra una riserva di resistenza plastica non direttamente calcolata dalla teoria che fornisce maggiore sicurezza.

In conclusione il metodo delle linee di rottura fornisce un ottimo procedimento per il predimensionamento della struttura e per lo studio di quali valori utilizzare nel primo ciclo di verifiche. Poi, come spesso accade, saranno le condizioni di fruibilità ad essere critiche per la progettazione definitiva ed esecutiva, ma quest'ultimo ambito non riguarda il presente lavoro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GRIERSON, D.E. (1994) – Practical optimization of structural steel frameworks in *Advances Design Optimization*, H.Adeli, Taylor and Francis.
- [2] MAXWELL, C. (1869) – Scientific papers Vol.2, Dover Publications- New York, 1952, pp. 175-177.
- [3] SCHMIT, L.A.. (1960) – Structural Design by Systematic Synthesis.2, *Proceedings 2nd Conference on Electronic Computation*, ASCE, New York, pp. 105-132.
- [4] FOX, R.L.. (1965) – Constraint Surface Normals for Structural Synthesis, *AIAA Journal*, Vol. 3, No.8, pp. 1517-1518.
- [5] SCHMIT, R.L and FARSHI, B.. (1974) – Some approximation concepts for Structural Synthesis, *AIAA Journal*, Vol. 12, pp. 692-699.
- [6] FLEURY, C and SANDERS, G.. (1977) – Relations between Optimality Criteria and Mathematical Programming in Structural Optimization, *Proceedings of the Symposium on Applications of Computer Methods in Engineering*, University of California, Los Angeles, pp. 507-520.
- [7] BOFANG, Z and ZHAMEI, L. (1981) – Optimization of Double Curvature Arch Dams (in Chinese), *Chinese Journal of Hydraulic Engineering*, No.2 pp. 11-21.
- [8] VANDEERPLAATS, G and SALAJEGHEH, E (1989) – A New Approximation Method for Stress Constraints in Structural Synthesis, *AIAA J.*, Vol. 27 No.3, pp. 352-358.
- [9] VECCHI, Jr M.P., KIRKPATRICK, S and GELATT, C.D. (1983) – Optimization by Simulated Annealing, *Science* No. 220, pp. 671-680.
- [10] RECHENBERG, I (1965) – Cybernetic Solution path of an experimental problem, Farnborough, UK: Royal Aircraft Establishment, pp. 671-680.
- [11] SCHWEFEL, H-P (1965) – Kybernetische Evolution als Strategie der experimentellen Forschung in der Stromungstechnik, Master's Thesis Hermann Föttinger Institute for Hydrodynamics, Technical University of Berlin.
- [12] KICINGER, R, ARCISZEWSKI, T and DE JONG, K, (2005) – Evolutionary computation and structural design: A survey of the state of the art, *Computers & Structures* No. 83, pp. 1943-1978.
- [13] FOGEL, I.J. OWENS, A.J. and WALSH, M.J., (1966) – Artificial Intelligence through simulated evolution., Chichester, UK: John Wiley.
- [14] HOLLAND, J.H. (1975) – Adaptation in natural and artificial systems. Ann Arbor, MI: University of Michigan Press.
- [15] KOZA, JR, (1992) – Genetic Programming: on the programming of computers by means of natural selection, Cambridge, MA: MIT Press.
- [16] KANG SEOK LEE and ZONG WOO GEN, (2004) – A new structural optimization method based on the harmony search algorithm, *Computers and Structures* No. 82, pp. 781-798.
- [17] XIA LIU, WEI-JIAN YI, Q.S. LI and PU-SHENG SHEN, (2008) – Genetic evolutionary structural optimization, *Journal of Constructional Steel Research* No. 64, pp. 305-311.
- [18] MURA I., (2004) – Optimum weight reinforcement of concrete plates by simulated annealing, Brebbia CA and Wilde WP, editors. High Performance Structures and Materials II. Southampton (UK) WITT Press, pp 493-502. (ISBN:1-85312-717-5).
- [19] SAHAB M.G., ASHOUR A.F. and TOROPOV V.V. (2005) – Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings, *Engineering Structures* No. 27, pp. 313-322.
- [20] AKL W, EL SABBAGH A., AL MITANI K. and BAZ A. (2009) – Topology optimization of a plate coupled with acoustic cavity, *International Journal of Solids and Structures* No. 46, pp. 2060-2074.
- [21] - K.W.JOHANSEN. Pladerformler. Copenhagen, 1946.
- [22] K.W.JOHANSEN. Yield-line theory. Cement and concrete association-London, 1962.
- [23] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. Dalles et planchers dalles: applications de la théorie des lignes de rupture aux calculs de résistance en flexion. CEB, 1962.
- [24] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. Dalles et structures planes-tome 3. CEB, 1972.
- [25] GIANDOMENICO TONIOLO. Cemento Armato-Calcolo agli stati limite. Zanichelli-Bologna, 2001.
- [26] CARLO VERCELLIS. Ottimizzazione Teoria, Metodi, Applicazioni. McGraw Hill, 2008.
- [27] BUCCI, CIRCELLI. Algoritmi genetici e simulated annealing per la soluzione parallela di problemi di ottimizzazione combinatoriale. Tesi di Laurea, Università degli studi di Pisa A.A. 1995-96

INDAGINE SPERIMENTALE SULLE CAPACITA' RESISTIVE DI LASTRE ALVEOLARI PRECOMPRESSE

Luisa Pani¹, Monica Valdes¹, Lorena Francesconi¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

Presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università di Cagliari, sono state effettuate delle prove a flessione e taglio fino a rottura su 20 lastre alveolari precomprese, in schema di semplice appoggio, con luci da 4 ai 9 metri e con spessori compresi fra 200 mm e 420 mm. Tali lastre sono state prodotte da ditte di prefabbricazione operanti in Sardegna.

L'analisi sperimentale effettuata ha avuto come obiettivo principale la verifica delle espressioni, riportate nelle norme e raccomandazioni vigenti (UNI EN 1168: 2009, EN 1992-1-1:2005), per la valutazione della capacità resistente a flessione e taglio.

I risultati hanno mostrato che i modelli di calcolo a flessione interpretano correttamente la realtà sperimentale, mentre per quanto riguarda il taglio talvolta il meccanismo di collasso atteso non si è verificato sperimentalmente ed i modelli teorici non valutano correttamente il comportamento sperimentale.

SUMMARY

In the Laboratory of the Department of Structural Engineering - University of Cagliari have been made shear and flexural tests up to failure on twenty precast prestressed hollow core slabs.

The prestressed hollow core slabs, produced by industry of precast concrete in Sardinia, have length between 4 m and 9 m and thickness between 200 mm and 420 mm.

The main objective of the experimental analysis is the verification of expressions written in European Standards (UNI EN 1168: 2009, EN 1992-1-1:2005) to flexural and shear strength determination.

Results showed that computational flexural strength models correctly interpret experimental behaviour, while computational shear strength models sometimes do not assess correctly experimental behaviour.

1. PREMESSE

La produzione di lastre alveolari precomprese si effettua in stabilimento su lunghe piste in acciaio sulle quali vengono predisposti i cavi di precompressione opportunamente distribuiti e tesati.

Il getto del calcestruzzo per la formazione delle lastre viene effettuato in continuo con l'impiego di apposite macchine secondo due procedimenti produttivi [1]: slip-form (lastre vibrofinite) ed extruder (lastre estruse).

Tutti i procedimenti produttivi richiedono calcestruzzi di elevatissima qualità e costanza sia nella composizione granulometrica che nel dosaggio del cemento e dell'acqua. Essi devono garantire stabilità istantanea di forma per la realizzazione degli alveoli, resistenze meccaniche iniziali elevate per consentire in tempi brevi precompressione e scassero, ed infine una ottimale aderenza delle armature pretese e di quelle eventuali lente inserite nel getto.

Operando sul calcestruzzo ancora fresco, subito dopo il

getto, vengono praticati manualmente gli intagli previsti dal progetto o i fori per eventuali passaggi di canalizzazioni verticali. In questa fase vengono anche realizzate le scanalature alle testate delle lastre per l'ammarraggio degli spezzoni di collegamento e gli eventuali fori trasversali per il sollevamento.

Il sezionamento del manufatto, gettato in continuo ed avente lunghezza pari a quella della pista, avviene quando il calcestruzzo possiede la resistenza richiesta mediante tagli con disco diamantato ottenendo gli elementi di solaio della lunghezza richiesta.

E' in questa fase di taglio che le armature di precompressione, rilasciate dalle testate di ancoraggio di inizio e fine pista, scaricano la tensione di tiro sulle testate dei singoli manufatti, precomprimendoli.

L'impiego di tali elementi strutturali come orizzontamenti è molto diversificato: si passa dall'utilizzo per elementi di copertura in edifici industriali, a solai per edifici residenziali, commerciali, scuole, parcheggi, ecc.

Le lastre alveolari precomprese devono essere provviste del marchio CE; pertanto i produttori devono instaurare un processo di controllo in stabilimento e verificare che le proprietà di tali elementi siano in accordo con le prescrizioni contenute nelle UNI EN 1168 [2] e UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) [3].

2. CAPACITA' RESISTENTE DEI SOLAI ALVEOLARI

Il collasso di una lastra alveolare, in condizione di semplice appoggio, può avvenire per taglio in prossimità degli appoggi [4] o per momento flettente nella sezione di mezzera.

2.1 Capacità resistente flessionale

L'analisi a flessione, sia in esercizio sia allo stato limite ultimo, viene effettuata secondo metodi di calcolo consolidati, fondati sulla conservazione delle sezioni piane e sulla perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, con curve costitutive dei materiali di tipo elastico lineare, in esercizio, ed elastoplastico, allo stato limite ultimo.

2.1.1 Momento flettente di prima fessurazione

Il momento di prima fessurazione M_{cr} può essere stimato sulla sezione di solo calcestruzzo, trascurando il contributo resistivo delle armature, quando la tensione di trazione nel lembo teso raggiunge la resistenza a trazione f_{ct} del calcestruzzo.

$$M_{cr}(x) = \left[f_{ct} + \sum_{i=1}^n \frac{N_{pi}(x)}{A_c} + \sum_{i=1}^n \frac{N_{pi}(x) \cdot (y_c - y_{pi})}{J_c} \right] \cdot \frac{J_c}{y_c} \quad (1)$$

dove x = distanza della sezione considerata dal punto di partenza della lunghezza di trasmissione, A_c = area della sezione di calcestruzzo; J_c = momento di inerzia della sezione di calcestruzzo rispetto all'asse baricentrico; y_c = distanza del baricentro della sezione di calcestruzzo dal lembo inferiore, y_{pi} = distanza delle armature di precompressione A_{pi} , poste al livello i , dal lembo inferiore, $N_{pi}(x)$ = azione di precompressione prodotta dalle armature A_{pi} poste al livello i .

In generale nelle lastre alveolari le armature di precompressione sono al massimo disposte su 3 livelli, pertanto $1 \leq i \leq 3$.

Al rilascio delle armature di precompressione, si può ritenere che la precompressione sia trasferita al calcestruzzo, mediante una tensione di aderenza uniforme, per una lunghezza di trasmissione l_{pt} [5, 6]. In tale tratto, l'azione di precompressione aumenta linearmente da 0 fino al valore massimo. Pertanto il valore di $N_{pi}(x)$ dipende dalla distanza x della sezione considerata dal punto di partenza della lunghezza di trasmissione.

L'azione di precompressione trasmessa al calcestruzzo è funzione dell'ascissa x della sezione considerata rispetto alla lunghezza di trasmissione l_{pt} .

Sulla base delle indicazioni riportate nell'EC2, l_{pt} è stato così valutato:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \sigma_{p0} / (\eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}) \quad (2)$$

avendo posto $\alpha_1 = 1$, $\alpha_2 = 0,19$, $\eta_{p1} = 3,2$, $\eta_1 = 1$, Φ diametro dell'armatura di precompressione di area A_p , $\sigma_{p0} = N_{p0}/A_p$, $f_{ctd} = f_{ct}$

Nel diagramma di Fig. 1 è riportata l'azione di precompressione N_{pi} , in funzione dell'ascissa x , riferita ad un

trefolo da $\frac{1}{2}$ ", sollecitato alla tensione iniziale σ_{p0} di 1350 MPa al momento del rilascio.

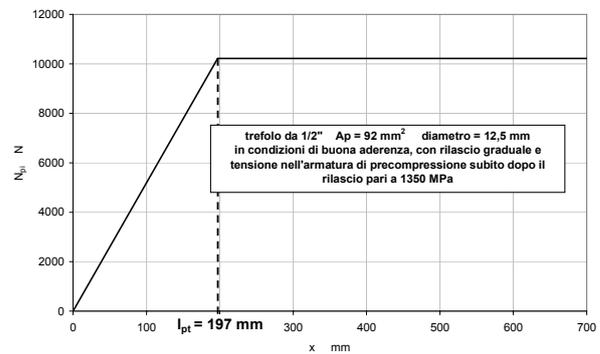


Figura 1 - Azione di precompressione agente nella sezione trasversale della lastra alveolare al variare dell'ascissa x

Per confrontare il valore teorico di M_{cr} con quello sperimentale si è posto:

$$f_{cr} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{[0,83 \cdot (R_{cm} - 8)]^2} \quad (3)$$

essendo R_{cm} la resistenza media valutata su tre cubi (lato 15 cm) confezionati con il medesimo calcestruzzo della lastra alveolare e testati a compressione prima della prova sulla lastra.

Per valutare l'azione di precompressione $N_{pi}(x)$ dello strato i -esimo nella sezione di ascissa x si è proceduto innanzitutto a valutare le perdite istantanee [7] dovute all'accorciamento elastico del calcestruzzo, nota la forza di trazione iniziale N_{pi0} , dichiarata dallo stabilimento di produzione, applicata alle armature di precompressione A_{pi} al rilascio.

$$\Delta \sigma_{pi} = 6 \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{pi0}}{A_{id}} \right) + \sum_{i=1}^n [N_{pi0} \cdot (y_{pi} - y_{id})] \cdot \frac{(y_{pi} - y_{id})}{J_{id}} \right\} \quad (4)$$

essendo y_{id} la distanza del baricentro dal lembo inferiore della sezione integra ideale reagente, costituita dalla sezione di calcestruzzo e dalle armature di precompressione omogeneizzate con coefficiente pari a 6, A_{id} l'area della sezione integra ideale reagente e J_{id} momento di inerzia di questa sezione rispetto al suo asse baricentrico.

Pertanto ciascuna armatura di precompressione, al netto delle perdite istantanee, risulterà sollecitata alla tensione:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pi0} - \Delta \sigma_{pi} \quad (5)$$

2.1.2 Momento resistente ultimo

Il momento resistente ultimo M_r è valutato nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, esclusione del contributo resistivo a trazione del calcestruzzo, curva costitutiva del calcestruzzo del tipo stress-block e bilatera con tratto orizzontale senza limite di deformazione per l'acciaio, considerando la precompressione come uno stato di deformazione imposto. Il collasso avviene per raggiungimento della deformazione ultima nel lembo compresso del calcestruzzo, $\epsilon_{cu} = 0,0035$.

Per confrontare i valori teorici con quelli sperimentali relativi al momento resistente ultimo, nelle equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione si è posto per $f_{yd} = f_{p0,1k}$, $f_{cd} = 0,83 \cdot R_{cm}$, $E_p = 200.000$ MPa.

2.2 Capacità resistente a taglio

L'analisi delle modalità di rottura per taglio è più complessa poiché possono presentarsi due meccanismi di collasso [8, 9, 10]: taglio-flessione e taglio-trazione.

2.2.1 Taglio-flessione

Nell'ipotesi di elemento strutturale già fessurato flessionalmente l'EC2 propone la seguente relazione:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{2/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

In ogni caso non minore di

$$V_{Rd,c} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (7)$$

dove f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$;

con d altezza utile dell'elemento, espressa in mm, A_{sl} = armatura tesa longitudinale, nel caso di semplice appoggio è

l'armatura inferiore, $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$; b_w = larghezza

minima della sezione, $k_1 = 0,15$, $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$, γ_c =

coefficiente di sicurezza del calcestruzzo, v_{\min}

= $0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$, $\sigma_{cp} = \sum_{i=1}^n \frac{N_{pi}(x)}{A_c} \leq 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ in MPa.

Per valutare la resistenza teorica da confrontare con i risultati ottenuti dalla prova sperimentale si è posto: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{cm}$, $\gamma_c = 1$, d = altezza utile riferita al baricentro degli strati di armatura di precompressione inferiori che risultano tesi, A_{sl} = area della sezione trasversale delle armature di precompressione inferiori che risultano tese.

2.2.2 Taglio-trazione: relazione semplificata

L'espressione, relativa al meccanismo di rottura taglio-trazione riportata nella UNI EN 1168, formalmente simile a quella riportata nell'EC2 a meno di coefficienti di riduzione, è valida per elementi precompressi in semplice appoggio; la resistenza a taglio risulta:

$$V_{Rd,c} = \varphi \frac{J_{id} \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \beta \cdot \alpha_1 \cdot f_{ctd}} \quad (8)$$

con la simbologia sopra riportata, essendo $\varphi = 0,8$, un fattore di riduzione, S = momento statico della sezione trasversale ideale della lastra alveolare delimitata dal lembo superiore e dalla corda passante per l'asse baricentrico della sezione ideale reagente considerando anche le armature di precompressione omogeneizzate, rispetto a tale asse baricentrico, $\beta = 0,9$, fattore di riduzione relativo alla

lunghezza di trasmissione, $\alpha_1 = \frac{x}{l_{pi}} \leq 1$. Si tratta di una

espressione semplificata che può essere impiegata in luogo del modello proposto da Yang [11] e recepito dalla normativa vigente.

2.2.3 Taglio-trazione: formula di Yang

La formula di Yang (9) si presenta più complessa, essa valuta la capacità resistente per taglio nell'ipotesi di rottura per trazione dell'anima dell'elemento prefabbricato. L'espressione (9) va calcolata con riferimento ai punti critici di una linea di frattura che sale dal bordo dell'appoggio con un

angolo $\beta = 35^\circ$, rispetto all'asse orizzontale. Il punto critico è il punto della linea citata dove il risultato dell'espressione (9) risulta più basso.

$$V_{Rd,c}(y) = \frac{J_{id} \cdot b_w(y)}{S(y)} \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \quad (9)$$

dove

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_{id}} + \frac{(y_{id} - y) \cdot (y_{id} - y_{pi})}{J_{id}} \right] \cdot N_{pi}(x) \right\} \quad (10)$$

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A_{id}} + \frac{S_c(y) \cdot (y_{id} - y_{pi})}{J_{id}} + C_{pi}(y) \right] \cdot \frac{dN_{pi}(x)}{dx} \right\}$$

$\sigma_{cp}(y)$ è la tensione di compressione nel calcestruzzo alla quota y ed alla distanza x , mentre $\tau_{cp}(y)$ è la tensione tangenziale nel calcestruzzo dovuta alla variazione della forza di precompressione alla quota y ed alla distanza orizzontale x , il coefficiente $C_{pi}(y)$ vale -1 se $y \leq y_{pi}$, vale 0 se $y > y_{pi}$,

$$\frac{dN_{pi}(x)}{dx} = \frac{N_{pi}(l_{pi})}{l_{pi}}$$

3. CONFRONTO TEORICO SPERIMENTALE

3.1 Comportamento a flessione

Il comportamento flessionale è stato analizzato sottoponendo le lastre alveolari a prova di flessione su quattro punti (Fig. 2).



Figura 2 - Disposizione del carico per la prova di flessione su quattro punti

3.1.1 Momento di prima fessurazione M_{cr}

Nella Tabella 1 sono riportati i valori del momento di prima fessurazione M_{cr} teorici, valutati come indicato nel § 2.1.1, e sperimentali delle lastre testate, unitamente al rapporto $M_{cr,sper}/M_{cr,teo}$, che deve risultare $\geq 0,95$.

Il Momento di prima fessurazione è stato valutato considerando la precompressione, al netto delle perdite istantanee nella sezione di mezzera.

Come si osserva dal diagramma di Fig. 3, dove in ascissa ed in ordinata sono riportati rispettivamente $M_{cr,teo}$ ed $M_{cr,sper}$, il comportamento sperimentale è correttamente interpretato dal modello teorico, per le lastre alveolari prodotte con entrambi i procedimenti slimp-form ed extruder.

Tabella 1 - Momento di prima fessurazione

Lastra tipo	produzione	h (mm)	A_p/A_c %	M_{cr} teorico (kNm)	M_{cr} sperimentale (kNm)	$\frac{M_{cr,sper}}{M_{cr,teo}}$
H20H	slip-form	200	0,32	80,8	77,2	0,95
NA20	extruder	200	0,40	92,1	94,8	1,03
TH20	slip-form	200	0,44	100,9	101,2	1,00
H25G	slip-form	250	0,22	92,5	129,8	1,40
NA26	extruder	260	0,48	199,1	204,8	1,03
H30G	slip-form	300	0,32	177,3	169,3	0,95
FA33	extruder	330	0,38	267,2	254,3	0,95
H40G	slip-form	400	0,29	240,2	276,2	1,15
TH40	slip-form	400	0,52	431,6	448,2	1,04
FA42	extruder	420	0,42	409,1	446,2	1,09

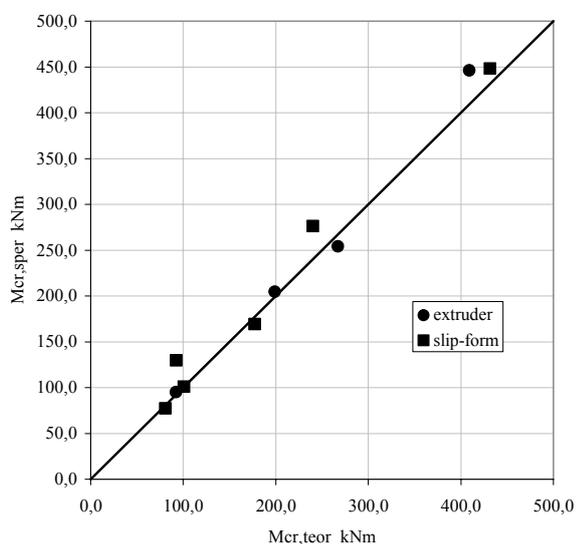


Figura 3 - Momenti di prima fessurazione sperimentali e teorici distinti per le due tipologie di produzione

3.1.2 Momento resistente ultimo M_r

Nella Tabella 2 sono riportati i valori teorici del Momento resistente ultimo M_r , valutati come indicato nel § 2.1.2, e sperimentali delle lastre testate, unitamente al rapporto $M_{r,sper}/M_{r,teo}$, che deve risultare $\geq 0,95$.

Come si osserva dal diagramma di Fig. 4, dove in ascissa ed in ordinata sono riportati rispettivamente $M_{r,teo}$ ed $M_{r,sper}$, il comportamento sperimentale è correttamente interpretato dal modello teorico, per la maggior parte delle lastre alveolari. Il comportamento a collasso delle lastre è stato di tipo duttile; solo la lastra TH40, che non ha raggiunto la resistenza attesa, ha avuto un collasso di tipo fragile (Fig. 5).

3.2 Comportamento a taglio

Il comportamento a taglio è stato analizzato sottoponendo le lastre alveolari ad un carico disposto come indicato nella Fig. 6, secondo quanto riportato nell'appendice J della UNI EN 1168.

I tipici meccanismi di rottura per taglio sono due: rottura per taglio-flessione (Fig. 7), ovvero zona di rottura già fessurata per effetto della sollecitazione flessionale, caratterizzata da un meccanismo a pettine che si forma a partire dalla prima fessura, e rottura per taglio-trazione, caratterizzata dalla formazione di un'unica fessura passante inclinata a partire dall'appoggio (Fig. 8).

Tabella 2 - Momento resistente ultimo

Lastra tipo	produzione	h (mm)	A_p/A_c %	M_r teorico (kNm)	M_r sperimentale (kNm)	$\frac{M_{r,sper}}{M_{r,teo}}$
H20H	slip-form	200	0,32	117,7	114,7	0,97
NA20	extruder	200	0,40	110,0	147,3	1,34
TH20	slip-form	200	0,44	136,3	190,3	1,40
H25G	slip-form	250	0,22	103,4	160,3	1,55
NA26	extruder	260	0,48	257,7	299,3	1,16
H30G	slip-form	300	0,32	211,1	237,4	1,12
FA33	extruder	330	0,38	321,1	362,5	1,13
H40G	slip-form	400	0,29	316,8	338,5	1,07
TH40	slip-form	400	0,52	609,8	527,7	0,87
FA42	extruder	420	0,42	520,8	669,5	1,29

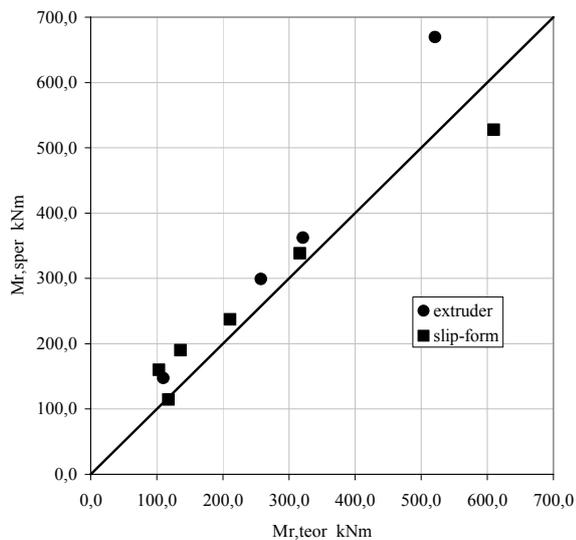


Figura 4 - Momenti resistenti ultimi sperimentali e teorici distinti per le due tipologie di produzione



Figura 5 - Collasso a flessione fragile della lastra alveolare TH40

Delle dieci lastre testate a taglio tre hanno avuto un comportamento a rottura per taglio-trazione, le restanti per taglio-flessione, come si osserva nelle Figg. 7 e 8.

Nella Tabella 3 sono riportati i valori del taglio resistente teorico relativi alle modalità di collasso osservate sperimentalmente, unitamente al rapporto $V_{r,sper}/V_{r,teo}$, che secondo la UNI EN 1168 deve risultare $\geq 0,95$.

Si osserva che la formulazione semplificata taglio-trazione sovrastima l'effettiva resistenza a taglio.

Nel diagramma di Fig. 9, dove in ascissa è riportato il taglio resistente teorico $V_{r,teo}$ ed in ordinata il taglio resistente sperimentale $V_{r,sper}$, è evidente che i modelli proposti tendono a sottostimare la resistenza a taglio, sia nel caso del meccanismo taglio-flessione che nel meccanismo taglio trazione.

In tale diagramma, nel caso di meccanismo taglio-trazione è riportato il valore del taglio resistente ottenuto con la formulazione di Yang.



Figura 6 - Disposizione del carico per la prova di taglio

Tabella 3 - Resistenza a taglio teorico-sperimentale

Lastra tipo	taglio-flessione	taglio-trazione		$V_{r,sper}$ kN	meccanismo di collasso	$\frac{V_{r,sper}}{V_{r,teo}}$	
	$V_{r,teo}$ kN	$V_{r,teo}$ Yang kN	$V_{r,teo}$ sempl kN				
H20H	92,4			165,4	taglio-flessione	1,79	
H25G	89,5			176,4	taglio-flessione	1,97	
H30G	133,5			172,9	taglio-flessione	1,30	
H40G	163,9			231,5	taglio-flessione	1,41	
NA20	77,7			113,1	taglio-flessione	1,46	
NA26		256,9	321,0	271,5	taglio-trazione	1,86	0,85
FA33	160,5			367,6	taglio-flessione	2,29	
FA42	216,9			420,6	taglio-flessione	1,94	
TH20		143,0	199,4	153,7	taglio-trazione	1,45	0,77
TH40		338,0	437,6	282,4	taglio-trazione	1,16	0,65



Figura 7 - Comportamento a rottura taglio-flessione delle lastre H30G, H25G, H20H, H40G, FA42, FA33, NA20



Figura 8 - Comportamento a rottura taglio-trazione delle lastre NA26, TH20, TH40

4. PECULIARITA' DEL COMPORTAMENTO A TAGLIO

Per prevedere il meccanismo di collasso a taglio occorre confrontare, nella sezione distante d (altezza utile della sezione) dall'appoggio, il momento sollecitante $M_S(x=d)$ con il Momento di prima fessurazione $M_{cr}(x=d)$, considerando la precompressione effettivamente agente in tale sezione. Se $M_S(x=d) \geq M_{cr}(x=d)$ allora il meccanismo di collasso atteso è taglio-flessione, altrimenti è taglio-trazione. Per tutte le lastre testate il meccanismo di collasso a taglio atteso è taglio trazione, come si può notare dai dati riportati nella Tabella 4, contrariamente a quanto messo in evidenza dalla prova sperimentale (vedi Fig. 7).

Tabella 4 – Meccanismo a collasso a taglio atteso

Lastra tipo	produzione	h (mm)	A_p/A_c %	$M_{cr,teo}(x=d)$ (kNm)	$M_s(x=d)$ (kNm)	meccanismo di collasso atteso
H20H	slip-form	200	0,32	77	26,12	taglio-trazione
H25G	slip-form	250	0,22	92,5	36,67	taglio-trazione
H30G	slip-form	300	0,32	177,3	44,60	taglio-trazione
H40G	slip-form	400	0,29	240,2	80,99	taglio-trazione
NA20	extruder	200	0,4	92,1	18,54	taglio-trazione
NA26	extruder	260	0,48	199,1	60,80	taglio-trazione
FA33	extruder	330	0,38	267,2	102,92	taglio-trazione
FA42	extruder	420	0,42	409,1	151,39	taglio-trazione
TH20	extruder	200	0,44	93,6	23,82	taglio-trazione
TH40	extruder	400	0,52	426,1	100,22	taglio-trazione

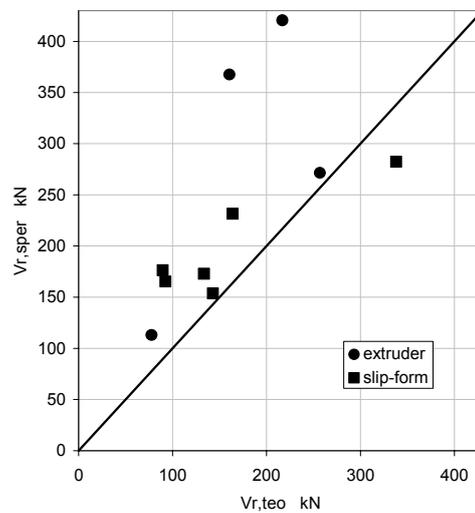


Figura 9 - Tagli resistenti sperimentali e teorici distinti per le due tipologie di produzione

5. CONCLUSIONI

- L'indagine teorico sperimentale condotta ha evidenziato:
- Il processo di produzione non sembra influenzare in alcun modo il comportamento a flessione e taglio delle lastre;
 - Il comportamento sperimentale a flessione delle lastre alveolari testate è correttamente interpretato dai consolidati modelli di calcolo;

- A fessurazione tutte le lastre sono dotate di adeguata sicurezza, infatti $M_{cr,spcr}/M_{cr,teor} \geq 0,95$;
- Nei confronti della rottura a flessione, solo una lastra alveolare, la lastra TH40, di altezza 40 cm, prodotta con processo slip-form, ha mostrato comportamento fragile con coefficiente di sicurezza $M_{r,spcr}/M_{r,teor} = 0,87$, mentre per tutte le altre tale rapporto è risultato maggiore dell'unità ed hanno mostrato comportamento duttile;
- I risultati delle prove sperimentali a taglio hanno messo in evidenza che i modelli di calcolo consigliati dalle UNI EN 1168 tendono a sottostimare la resistenza a taglio;
- Il modello di Yang pare meglio interpretare il comportamento sperimentale rispetto al metodo semplificato;
- Il meccanismo di collasso sperimentale, sulla base dei modelli proposti dalle normative vigenti, non è di facile previsione: delle dieci lastre alveolari testate solo tre hanno raggiunto il collasso secondo le modalità attese.
- Sarebbero necessari ulteriori studi teorico sperimentali al fine di migliorare i modelli di calcolo a taglio recepiti dalle normative vigenti.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] (1998) - *Manual for the design of hollow core slabs* PCI Precast/Prestressed Concrete Institute Second Edition.
- [2] UNI EN 1168 (2009) - *Prodotti prefabbricati di calcestruzzo Lastre Alveolari*.
- [3] UNI EN 1992-1-1 (2005) *Eurocodice 2 Design of concrete structures*.
- [4] Fib Bulletin N° 55 (2010) *Model Code 2010*.
- [5] Tassi G. (1988) *Bond properties of prestressing strands* Proceeding of the Fib Symposium, Jerusalem, Israel.
- [6] Akesson M. (1993) *Fracture mechanics analysis of the transmission zone in prestressed hollow core slabs* Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, Sweden.
- [7] ECISS/TC19 (2004) *Prestressing steel – Part. 2: wire* (prEN 10138-2).
- [8] Fib Recommendation (1988) *Precast prestressed hollow core floors* Thomas Telford London, England.
- [9] Girhammar U.A. (1992) *Design principles for simply supported hollow core slabs application advance* Struct. Engrg. Rev. Oxford, England, vol. 4, n. 4, pp. 301-316.
- [10] Fib Bulletin N° 6 (2000) *Special design consideration for precast prestressed hollow core floors*.
- [11] Yang L. (1994) *Design of Prestressed hollow Core slabs with reference to web shear failure* Journal Of Structural Engineering Vol. 120 N. 9., pp.2675-2696.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE IN CEMENTO ARMATO DEL 1912

Emanuele Filiberto Radogna¹, Sergio Tremi Proietti², Alfredo Morgante³,
Domenico Di Berardino³

1 Università LA SAPIENZA

2 SEICO S.r.l. Servizi di Ingegneria e Consulenza

3 Liberi Professionisti

SOMMARIO

La memoria illustra lo studio eseguito per la valutazione della sicurezza strutturale di un edificio industriale abbandonato – ex oleificio S.A.I.R.O. - la cui costruzione risale al 1912 e costituisce uno dei primi esempi di costruzioni in cemento armato nel nostro Paese.

Le analisi strutturali sono state precedute dalla ricostruzione della morfologia strutturale, dalle indagini per la valutazione delle caratteristiche dei materiali e delle caratteristiche dei terreni di fondazione e dalla ricerca dei riferimenti normativi dell'epoca della costruzione.

I risultati delle analisi statiche non lineari (pushover) eseguite mostrano che l'edificio, progettato con la normativa del 1907 e con i materiali allora disponibili, non rispetta, ovviamente, i criteri di sicurezza previsti dalle NTC 08, ma costituiscono comunque un utile riferimento per orientare gli interventi di recupero.

ABSTRACT

This paper presents the results of a structural assessment study of an abandoned industrial building – called S.A.I.R.O. oil mill – that was built in 1912, representing one of the first examples of reinforced concrete constructions in Italy.

Before performing the relevant structural analyses, a careful reconstruction of the structural morphology was conducted, along with a series of diagnostic surveys to identify the properties of, both, materials and foundation soil. Moreover, a thorough research of the codes enforced at the age of construction was carried out.

The results of the pushover analyses show that the building, designed to the 1907 Italian code with the materials available at that time, does not fulfil the requirements enforced by the current Italian code, the NTC-08. However, such results establish a useful reference to guide the subsequent retrofit measures.

1. INTRODUZIONE

Sin dalla più remota antichità era nota l'azione disgregatrice dell'atmosfera e delle acque sui materiali lapidei impiegati nelle costruzioni. In proposito giova ricordare che, nel I secolo A.C., l'architetto romano Marco Vitruvio Pollione ha scritto il trattato *De Architectura*; in esso, nel capitolo VII del libro II, relativo ai materiali lapidei impiegati nelle costruzioni, è riportata la raccomandazione di controllare preventivamente il comportamento delle pietre che si

vorrebbero utilizzare, esponendone alcuni campioni alle intemperie per due anni. A partire dal XIX secolo, lo sviluppo scientifico della chimica ha permesso di individuare i meccanismi delle alterazioni indotte dagli agenti atmosferici nelle rocce e fra le loro proprietà tecniche è stata considerata la "durevolezza", cioè la resistenza agli agenti atmosferici, che tendono a disgregare una roccia o, comunque, a degradarla in un tempo più o meno lungo.

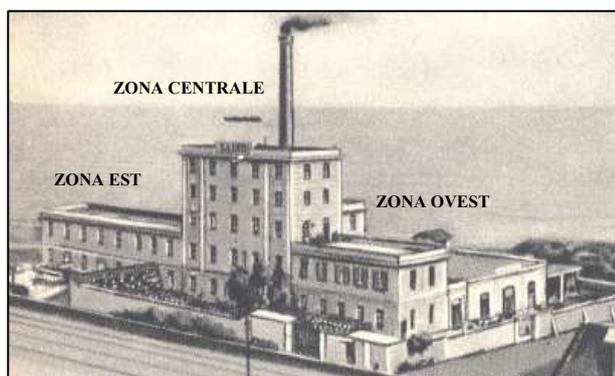


Figura 1 – Immagine storica dell'edificio



Figura 2 – Prospetto esterno

Nel caso delle costruzioni di calcestruzzo di cemento armato, che hanno avuto inizio a metà '800, le prime manifestazioni di danneggiamento per cause ambientali sono state segnalate nelle zone marittime ed in quelle industriali.

Nell'Unione Sovietica, in relazione alla sua grande estensione, sono stati osservati fenomeni specifici per rapporto alle diverse condizioni climatiche e tutto il territorio è stato suddiviso in sedi subregioni, in base alla temperatura media ed alla umidità relativa dell'aria.

A partire dal 1950 il Comité Européen du Béton (C.E.B.) ha organizzato commissioni di studio sui fenomeni del degrado per azioni ambientali delle opere di calcestruzzo. Nel C.E.B.-F.I.P. MODEL CODE del 1978 viene fatto esplicito riferimento alla "durata della vita prevista" ed alla necessità che gli elementi delle strutture presentino una durabilità conveniente durante la loro esistenza.

Il C.E.B.-F.I.P. MODEL CODE 1990 dedica l'intero capitolo 8 alla durabilità, nel quale viene messo in evidenza che il processo complessivo della realizzazione delle strutture e della loro utilizzazione richiede la cooperazione fra committente, progettista, imprenditore e utilizzatore.

Il bollettino C.E.B. n° 183 del 1992 fornisce una guida al progetto per la durabilità delle strutture di calcestruzzo, analizzando l'influenza del progetto, dei particolari costruttivi, della esecuzione, della stagionatura e delle condizioni di esercizio e suggerendo regole pratiche, basate sul comportamento delle opere esistenti.

Il progetto per la durabilità, elaborato su basi probabilistiche, in analogia con il classico progetto delle strutture sottoposte all'azione dei carichi, è esaminato nel bollettino C.E.B. n° 238 del 1997, con riferimento al meccanismo di corrosione delle armature, indotto dalla carbonatazione del calcestruzzo.

L'importanza di questa impostazione innovativa è testimoniata dalla creazione nel 2006 della International Association for Life-Cycle Civile Engineering (I.A.L.C.C.E.), che ha tenuto il suo primo simposio internazionale a Varenna nel giugno 2008. Con riferimento alla fase di utilizzazione, durante la quale si manifestano i fenomeni di danneggiamento per cause ambientali, le strutture vanno tenute in osservazione, effettuando ispezioni periodiche, affidate ad ingegneri esperti delle modalità esecutive delle opere di calcestruzzo, così da esaminare con particolare attenzione le zone più esposte a difetti di costruzione e facendo ricorso all'impiego di prove non distruttive.

Da queste indagini può emergere la necessità di prendere provvedimenti correttivi per rallentare la propagazione dei fenomeni di danneggiamento e prolungare la durabilità del calcestruzzo e dell'acciaio.

Il riconoscimento della crescente attenzione per le problematiche tecniche ed economiche relative alla vita di servizio delle costruzioni civili è confermato anche dalla costituzione, nel 1990, del Comitato Nazionale Italiano per la Manutenzione C.N.I.M., al fine di promuovere la diffusione della cultura della manutenzione.

Nel 1994 la legge quadro in materia di lavori pubblici (legge 11 febbraio 1994 n° 109) a cui sono seguite modifiche e integrazioni, introdotte dalla legge 415/98 (Merloni ter) e dal relativo regolamento di attuazione (D.P.R. 558/2000), ha messo in evidenza la diretta correlazione tra il progetto esecutivo ed il piano di manutenzione, articolato nel programma di

manutenzione, nel manuale di manutenzione e nel manuale d'uso.

Le considerazioni precedenti confermano l'importanza per l'osservazione sistematica del comportamento delle strutture di calcestruzzo armato durante la loro vita di servizio, in relazione alle specifiche condizioni ambientali – geologiche ed atmosferiche – ed alle modalità di utilizzazione e di manutenzione.

L'utilità di tali accertamenti è testimoniata dalla istituzione del Fascicolo del Fabbricato, decisa da Comune di Roma con la deliberazione n. 166 del 2 e 4 novembre 1999, dopo il crollo di un fabbricato in via Vigna Jacobini, vicino a Portuense, avvenuto nel 1998.

È auspicabile che, con il tempo, le informazioni acquisite nei fascicoli del fabbricato siano oggetto di esami comparativi, in modo da individuare le percentuali relative delle cause dei difetti, in particolare di quelli derivanti dalle fasi di progetto, di esecuzione e di manutenzione.

L'edificio in esame, denominato ex oleificio S.A.I.R.O., la cui costruzione risale al 1912 e rappresenta uno dei primi grandi edifici industriali in cemento armato, costituisce un caso, peraltro molto comune, di mancanza totale di interventi di manutenzione che hanno portato inevitabilmente alla perdita dell'agibilità e all'abbandono dell'opera, di cui oggi si tenta il recupero perché considerata un esempio di architettura industriale da conservare.

Sono state eseguite, pertanto, le indagini e le analisi strutturali necessarie alla valutazione della sicurezza dell'edificio e, soprattutto, per orientare gli interventi strutturali finalizzati al recupero dell'opera.

2. INDAGINI CONOSCITIVE

2.1. Pianificazione delle indagini

La valutazione della sicurezza richiede la conoscenza della struttura esistente, da acquisire attraverso una serie di indagini conoscitive, ove non sia disponibile la documentazione originaria relativa al progetto delle strutture.

Per l'edificio in esame, in assenza di documentazione, si è proceduto come segue:

- Ricostruzione della morfologia strutturale attraverso rilievi geometrici in sito.
- Determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione attraverso una campagna di indagini geologiche e geotecniche.
- Valutazione delle caratteristiche dei materiali attraverso indagini distruttive e non-distruttive, ivi inclusa la ricerca della profondità di carbonatazione.
- Valutazione del livello di conoscenza raggiunto.
- Ricerca dei riferimenti normativi dell'epoca della costruzione.

2.2. Descrizione dell'edificio

I rilievi in sito hanno consentito di ricostruire con sufficiente precisione la morfologia strutturale dell'edificio.

La struttura, progettata attendibilmente con riferimento alle prime prescrizioni normative sulle strutture in cemento armato emanate con il D.L. 10 gennaio 1907, è costituita da tre telai longitudinali in calcestruzzo armato gettato in opera, collegati ai vari piani da travi secondarie connesse con solette piene di calpestio di spessore $s = 10 \div 14$ cm (fig. 3).

La luce delle travi secondarie è di ~ 4.80 m, mentre l'interasse è generalmente pari a ~ 2.5 m, per la zona est e centrale, e 1.3 m per la zona ovest.

Molti campi di solai sono caratterizzati da irrigidimenti, fori, variazioni di spessore, ecc.

Al piano interrato i pilastri perimetrali sono inglobati in un muro di sostegno in pietra di ~ 70 cm di spessore, all'interno del quale, con un franco di ~ 100 cm, si trova una imponente struttura scatolare in c.a. – ex cisterna per l'olio – compartimentata al suo interno e solidale con le solette del piano terra di ~ 15 cm di spessore.

All'esame visivo le strutture si presentano in condizioni discrete, salvo alcuni fenomeni di forte degrado delle solette che, essendo molto sottili hanno subito anche rotture locali. (fig. 4).

Si riporta, di seguito, una scheda riepilogativa (tab. 1) delle principali caratteristiche dell'opera, avendo suddiviso l'edificio, per semplicità di esposizione, in tre aree individuate dall'orientamento, zona est, zona centrale e zona ovest.

TAB. 1 – Principali caratteristiche dell'edificio

Anno di costruzione	1912
Dimensioni in pianta p. t. e 1° piano	~ m 74.00 x 10.00
Dimensioni in pianta 2° - 3° e 4° piano	~ m 22.50 x 10.00
Piani interrati	n° 1
Piani fuori terra zone est-ovest	n° 2 (incluso p. terra)
Piani fuori terra zona centrale	n° 5 (incluso p. terra)
Volume fuori terra	~ mc 9700.00
Superficie totale	~ mq 2220.00
Tipologia strutturale	telai in cemento armato
Maglia dei pilastri	regolare
Tipologia solai	solette piene S = 10/14 cm (zona E/W e centrale)
Fondazioni	non rilevate
Terreno	granulare a granulometria variabile

2.3. Caratteristiche dei terreni

L'accertamento delle caratteristiche geologiche e geotecniche del sito sono state oggetto di una campagna di indagini, da cui risulta che al disotto di uno strato superficiale di terreni di riporto, di spessore da 0.5 a 3.5 m, si individuano terreni granulari a granulometria variabile, con angolo di attrito compreso tra 29° e 32°, fino alla profondità di 12-13 m dal p.c. dove la componente ghiaiosa diventa dominante.

Il livello della falda freatica superficiale può essere assunto ad una quota variabile da 2.50 a 3.00 m dal p.c.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica, il suolo appartiene al tipo B ($V_{s30} = 450$ m/sec).

2.4. Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche dei materiali delle strutture in c.a., sono state determinate a campione attraverso una campagna di indagini eseguite dalla ditta CND.

2.4.1 Calcestruzzo

Le resistenze a compressione del calcestruzzo sono state ricavate dalle carote e dedotte dalle prove sclerometriche e ultrasoniche (metodo SONREB), con la seguente procedura:

- esecuzione di prove non distruttive (ultrasoniche e sclerometriche) eseguite su 32 elementi strutturali (16 pilastri, 8 travi e 8 travetti);

- esecuzione di prove di compressione a rottura su 7 carote prelevate in sito da zone in cui erano preventivamente state eseguite le prove non distruttive;
- determinazione della curva di regressione sperimentale che correla i parametri non distruttivi rilevati in sito con le resistenze a compressione rilevate sulle corrispondenti carote;
- valutazione della resistenza su tutte le zone in cui sono stati rilevati i parametri non distruttivi ma non sono state prelevate carote, mediante utilizzo della curva di regressione di cui sopra.



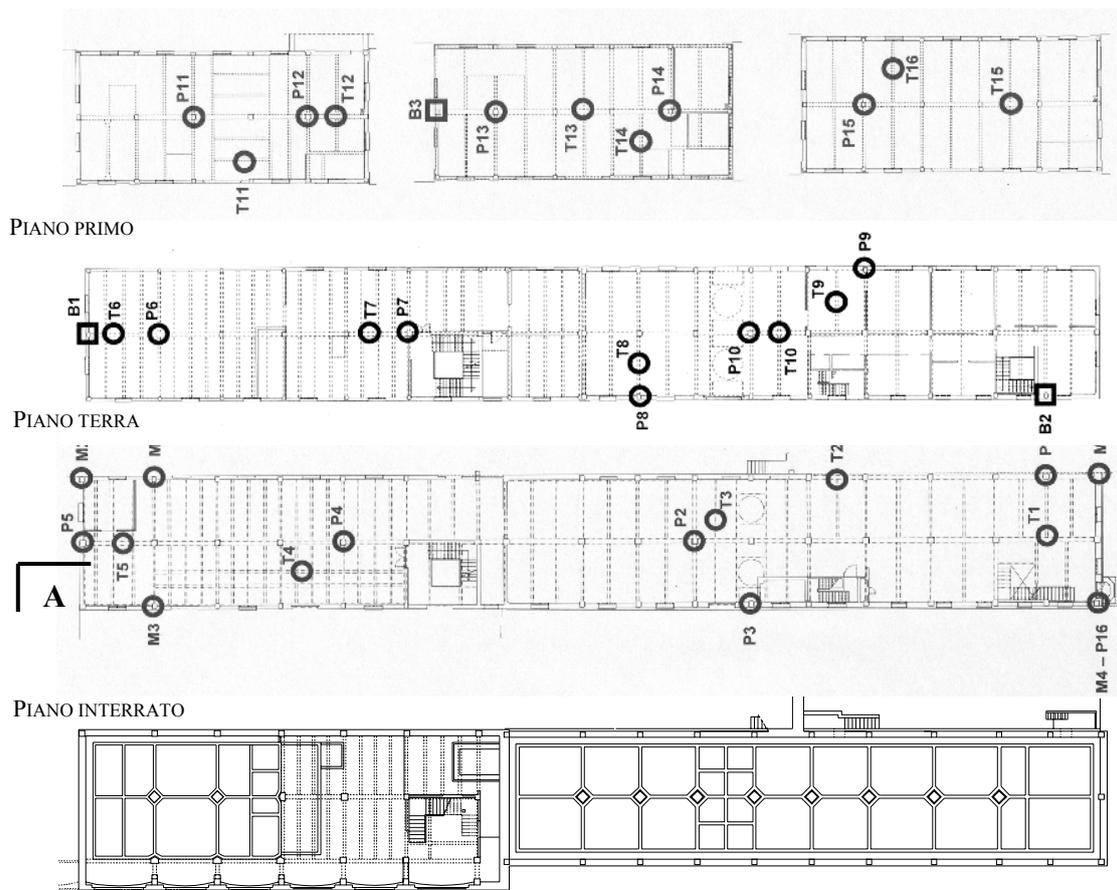
Figura 3 – Zona con irrigidimento del solaio



Figura 4 – Soletta collassata

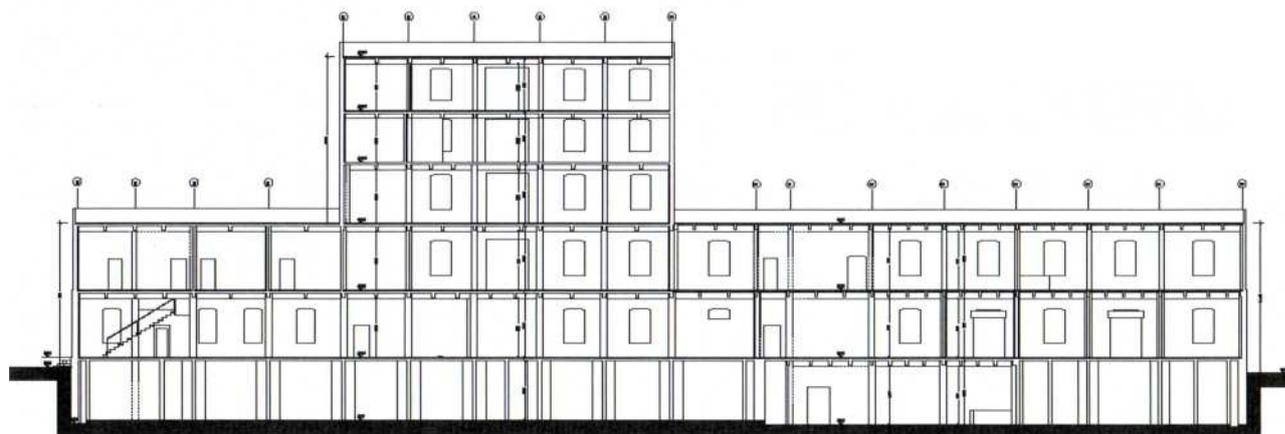


Figura 5 – Soletta collassata dettaglio ferri a C



PIANTE CON UBICAZIONE DELLE ZONE INDAGATE

- Prelievo e prove su cls.
- P – pilastri
- T – travi
- M – Microcarote
- B – Prelievo barre



SEZIONE LONGITUDINALE A-A

TAB. 2 – Caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi
prove su carote

Zona N.	Elemento	Piano	Zona	D (Kg/mc)	R _{CAROTA} (Mpa)	R _{EFF} (Mpa)
P2	Pilastro centrale	T	Centrale	2383	20.5	21.5
P5	Pilastro di bordo	T	Est	2389	20.6	21.0
P8	Pilastro di bordo	1	Centrale	2368	17.9	19.0
P11	Pilastro centrale	2	Centrale	2363	27.0	27.6
P16	Pilastro d'angolo	T	Ovest	2327	24.0	24.6
T1	Trave centrale	T	Ovest	2349	24.4	24.8
T5	Trave centrale	T	Est	2389	27.6	28.1
					Min	19.0
					Media	23.8
					Max	28.1

R_{eff}: resistenza attribuibile al conglomerato cementizio così com'è posto in opera, riportata alla resistenza ottenibile su provini cubici.

$$R_{eff} = R_{carota} \cdot C - \text{Concrete Society} \cdot c = 2.5/1.5 + \phi/H$$

TAB. 3 – Riepilogo prove non distruttive sui calcestruzzi

	V (m/s)	S	R _A (Mpa)	R _B (Mpa)	R _{MEDIA} (Mpa)
Resistenza Minima	2981	37.8	19.3	14.2	16.9
Resistenza Media	3400	43.5	22.9	21.2	22.1
Resistenza Massima	3840	50.7	27.9	31.8	29.8

V: Velocità media degli ultrasuoni rilevata nell'elemento
S: Indice di rimbalzo sclerometrico medio rilevato nell'elemento
 $R_A = 10^{-2.102} V^{0.558} S^{0.910}$ $R_B = 8.81 \cdot 10^{-10} \cdot V^{2.446} \cdot S^{1.058}$ $R_{MEDIA} = (R_A + R_B)/2$

Le indagini eseguite consentono di poter assumere per il calcestruzzo una resistenza media pari a 22 MPa, che è in linea con la normativa del 1907 che prescriveva una resistenza allo schiacciamento $R_c > 15$ MPa.

2.4.2 Acciaio

La valutazione delle caratteristiche meccaniche delle armature è stata effettuata a campione mediante prove di trazione a rottura su 6 spezzoni prelevati in sito da delle barre verticali di 3 pilastri e dalle estremità libere delle barre longitudinali superiori di 3 travi.

TAB. 4 – Prove di trazione sulle barre

Elemento	Piano	Tipo	L / ϕ (mm)	ϕ_{EQUIV} (mm)	A (mm ²)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	A _s %
Solaio	4 Centrale	U	15.5	9.6	71.8	271.3	418.4	31.0
Pilastro	4 Centrale	U	15.3	10.4	84.9	244.6	362.6	20.8
Trave	4 Centrale	U	20.0	11.7	107.3	267.8	367.6	-
Pilastro	1 Ovest	U	27.0	17.9	251.5	277.0	346.2	24.4
Trave	1 Ovest	U	28.8	18.8	277.0	-	-	-
Pilastro	1 Est	•	12.0	11.9	111.2	290.5	399.6	40.8
Trave	1 Est	•	10.0	10.0	78.4	352.1	446.8	43.0

U = Barra ad aderenza migliorata con sezione retta ad U - • = Barra tonda liscia
L / ϕ = Lato maggiore della barra ad U / diametro della barra tonda
 ϕ_{EQUIV} = Diametro equivalente (barra equipesante) - A = Area della sezione
f_y = Resistenza allo snervamento - f_t = Resistenza a rottura - A_s = allungamento % a rottura

Dai prelievi è emerso che gli elementi strutturali delle zone centrale ed ovest del fabbricato sono armati con barre ad aderenza migliorata aventi una sezione trasversale ad U, mentre quelli della zona est del fabbricato sono armati con barre tonde lisce.

Si riportano nella tabella 4 i risultati delle prove di laboratorio eseguite.

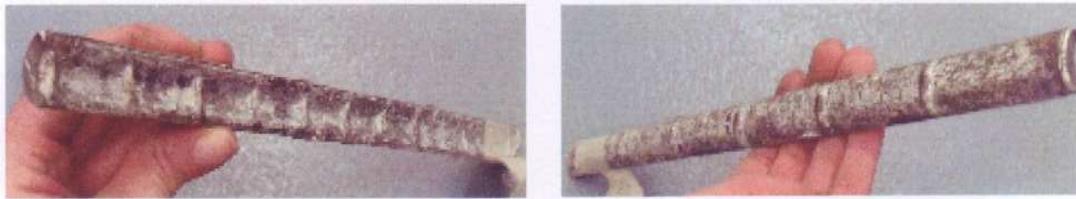
2.4.3 Spessore dello strato di calcestruzzo carbonatato

La carbonatazione, come già accennato, determina un abbassamento del pH del calcestruzzo con la conseguente eliminazione della naturale barriera alcalina, formata da uno strato passivante di ossido di ferro insolubile, che protegge le armature dai fenomeni ossidativi. Quindi, nel momento in cui la carbonatazione raggiunge l'armatura, si verificano le condizioni di innesco della corrosione. Lo spessore dello strato di calcestruzzo carbonatato è stato rilevato sulle 7 carote, sottoposte a schiacciamento, e su 5 microcarote $\phi = 30$ mm.

In tabella 5 si riportano i massimi spessori di carbonatazione rilevati, da cui risulta che la carbonatazione ha raggiunto una profondità compresa tra 20 e 80 mm, con un valore medio di 40 mm circa.

TAB. 5 – Valutazione dello spessore dello strato di calcestruzzo carbonatato

Carota n.	Diametro (mm)	Piano	Zona	Elemento	Carb. (mm)	
P2	100	T	Centrale	Pilastro centrale	40	
P5	100	T	Est	Pilastro di bordo	25	
P8	100	1	Centrale	Pilastro di bordo	30	
P11	100	2	Centrale	Pilastro centrale	35	
P16	100	T	Ovest	Pilastro d'angolo	25	
T1	100	T	Ovest	Trave centrale	70	
T5	100	T	Est	Trave centrale	55	
M1	30	T	Est	Pilastro di bordo	80	
M2	30	T	Est	Pilastro d'angolo	20	
M3	30	T	Est	Pilastro di bordo	35	
M4	30	T	Ovest	Pilastro Centrale	50	
M5	30	T	Ovest	Pilastro di bordo	20	
					Min	20
					Media	40
					Max	80



Barra ad aderenza migliorata con sezione a C

Una volta innescata la corrosione, il periodo di propagazione è più o meno veloce, fino al raggiungimento della propagazione massima accettabile che, nel caso in esame, si è riscontrata essenzialmente nei pilastri esposti a sud, lato mare, attendibilmente per l'attacco corrosivo da cloruri.

2.5. Riferimenti normativi e costruttivi dell'epoca della costruzione (1912)

Si riportano di seguito le principali prescrizioni del D.M. 10 gennaio 1907 del Ministero dei Lavori Pubblici:

- Resistenza a rottura cls a 28 gg $R_c \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione ammissibile cls $\sigma_{camm} \leq R_c/5$
- Resistenza a rottura dell'acciaio $3600 \leq R_a \leq 4500 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione amm. acciaio trazione $\sigma_{famm} \leq 1000 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione amm. acciaio taglio $\sigma_{famm} \leq 800 \text{ Kg/cm}^2$
- Rapporto dei moduli $m = E_f/E_c$ $m = 10$

Il sistema costruttivo adottato per la realizzazione dei solai è quello del getto in opera di una soletta piena con nervature collaboranti.

La soletta si comporta come una lastra vincolata alle nervature, armata all'intradosso con una rete a maglie quadrate, "formata da due sistemi di barre.....le barre di resistenza, che vengono disposte nel senso della portata della lastra.....le barre di ripartizione, hanno per scopo di ripartire i carichi concentrati sul maggior numero possibile di barre di resistenza, come pure di impedire lo scorrimento tra beton e ferro e di conservare inalterata la distanza fra le barre di resistenza".

Le staffe sono costituite "da nastri di ferro piatto delle dimensioni di mm 2 x 20÷30, che abbracciano le barre dritte e si protraggono verticalmente con le due braccia fin verso la faccia superiore dove terminano con una piccola ripiegatura ad angolo" (cfr C. Guidi "Beton armato" 1910 – fig. 6).

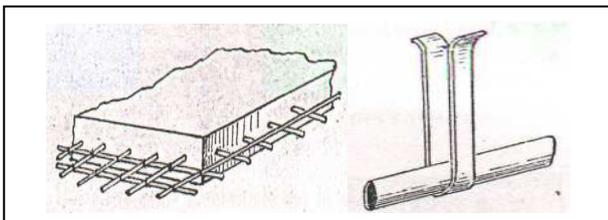


Fig. 6 – Schema di armatura (C. Guidi "Beton Armato" 1910)

2.6. Individuazione del livello di conoscenza raggiunto

La valutazione del livello di conoscenza raggiunto nel corso della campagna di indagine diagnostica, è regolata dal DM 14.01.2008 e dalle relative istruzioni applicative.

Nell'edificio, considerando i piani dal terra al quarto, sono presenti 309 elementi strutturali primari (162 pilastri e 147 travi), su un totale di 2220 mq di superficie circa.

I tipi di verifica, classificati come, limitata, estesa ed esaustiva, richiederebbero le quantità riportate nella tabella 5 – determinate sulla base delle indicazioni normative riportate nelle tabelle 6 e 7 – dove si sono considerati 2 tipi di elementi

TAB. 5 – Quantità di rilievi ed indagini secondo le istruzioni applicative delle Norme Tecniche per la campagna di indagine in esame

Tipo	Dettagli costruttivi		Prove sui materiali		
	verifiche	%	Elementi	Carote	PND
Limitate	15%	46	7	21	10
Estese	35%	108	13	39	20
Esaustive	50%	155	20	60	30

primari (travi e pilastri), e si è ipotizzato, come consentito dalle istruzioni applicative alle norme tecniche, di sostituire il 50% delle carote di cls. con un numero almeno triplo di prove non distruttive (PND).

TAB. 6 – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a. (tab. C8A.1.3a) delle istruzioni applicative delle Norme Tecniche

	RILIEVO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI	PROVE SUI MATERIALI
Per ogni tipo di elemento primario (trave, pilastro, ...)		
VERIFICHE LIMITATE	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 mq di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
VERIFICHE ESTESE	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 mq di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
VERIFICHE ESAUSTIVE	La quantità e la disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 mq di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

TAB. 7 – Livelli di conoscenza, metodi di analisi ammessi e valori di confidenza per edifici in c.a.
(tab. C8A.1.2 delle istruzioni applicative delle Norme Tecniche)

LIVELLO DI CONOSCENZA	GEOMETRIA (CARPENTERIE)	DETTAGLI STRUTTURALI	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	METODI DI ANALISI	FC
LC1	Dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione <i>oppure</i> rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ <i>oppure</i> estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in situ <i>oppure</i> estese prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ <i>oppure</i> esaustive verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ <i>oppure</i> esaustive prove in situ	Tutti	1.00

Nel corso della campagna diagnostica si sono effettivamente eseguite le seguenti quantità di indagini e prove:

- Rilievo dettagli costruttivi: n. 71 elementi analizzati;
- Prove sui calcestruzzi: n. 7 carote e n. 32 PND;
- Prove sulle barre di armature: n. 6 prove su barre.

Le indagini effettivamente eseguite differiscono da quelle richieste dalle istruzioni applicative alle NT, che però hanno soltanto un "valore indicativo e vanno adattate ai singoli casi". Per l'edificio in oggetto, caratterizzato da geometrie strutturali fortemente ripetitive e da materiali di caratteristiche omogenee, si ritiene che le indagini eseguite possano essere classificate come "indagini estese" e che pertanto nel corso della campagna di indagine si sia raggiunto un livello di conoscenza LC2, a cui corrisponde un fattore di confidenza $F_c = 1.2$.

3. CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA

L'ossatura portante dell'edificio è stata schematizzata mediante un modello tridimensionale con diaframmi orizzontali rigidi nel proprio piano.

Gli effetti dell'azione sismica sulla struttura sono stati valutati con il metodo dell'analisi statica non lineare classificando, ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi resistenti in "duttili" e/o "fragili".

Il metodo di analisi prevede l'applicazione alla struttura dei carichi gravitazionali e di un sistema di forze statiche orizzontali, parallele alla direzione considerata del sisma, aventi risultante (taglio alla base) F_b , che aumentando in maniera incrementale fanno crescere lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo della struttura, coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso.

Sono state così determinate le curve di capacità F_b-d_c che descrivono il legame tra il taglio alla base e lo spostamento del

punto di controllo necessarie alla determinazione della richiesta in termini di spostamento della struttura per lo stato limite considerato.

Per il calcolo della capacità degli elementi duttili si sono impiegate le proprietà degli elementi esistenti divise per il fattore di confidenza mentre per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili, le resistenze dei materiali, sono state divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.

4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è stata condotta nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le analisi sono state eseguite considerando due distinte distribuzioni di forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- Una distribuzione di forze proporzionali alle masse, applicate separatamente nelle due direzioni;
- Una distribuzione di forze proporzionale alla forma modale nelle due direzioni di analisi, applicate separatamente nelle due direzioni.

Il comportamento non lineare è portato in conto attraverso la concentrazione delle plasticizzazioni in punti (cerniere plastiche) localizzati alle estremità di travi e pilastri.

3.1 Azioni

- *Pesi propri, permanenti e accidentali*

- peso proprio soletta lato ovest $s=14\text{cm}$	3.50 kN/m ²
- peso proprio soletta centrale $s=14\text{cm}$	3.50 kN/m ²
- peso proprio soletta lato est $s=10\text{cm}$	2.50 kN/m ²
- peso tamponatura esterna piano tipo	5.40 kN/m ²
- carichi permanenti di progetto	2.00 kN/m ²
- carico variabile solaio piano tipo	2.00 kN/m ²
- carico variabile solaio copertura	1.00 kN/m ²

• *Azione sismica*

L'azione sismica è stata valutata (NTC 2008) in funzione della pericolosità sismica di base del sito ove ricade l'edificio oggetto di studio.

Le coordinate del sito sono: Long. 8.0270 – Lat. 43.8850.

PARAMETRI DELLA STRUTTURA					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50	I	50	B	T1

PARAMETRI PER LE FORME SPETTRALI					
SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
SLO	81.0	30.0	0.026	2.530	0.190
SLD	63.0	50.0	0.038	2.610	0.210
SLV	10.0	475.0	0.146	2.430	0.290
SLC	5.0	975.0	0.196	2.470	0.300

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	SL
SLO	0.026	1.200	2.530	0.549	0.097	0.291	1.703
SLD	0.038	1.200	2.610	0.684	0.105	0.316	1.751
SLV	0.146	1.200	2.430	1.252	0.136	0.409	2.183
SLC	0.196	1.200	2.470	1.478	0.140	0.420	2.386

5. **RISULTATI DELLE ANALISI**

Ai fini delle verifiche di resistenza allo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV), sono state considerate le combinazioni di carico descritte dalla seguente relazione:

$$E + G_k + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

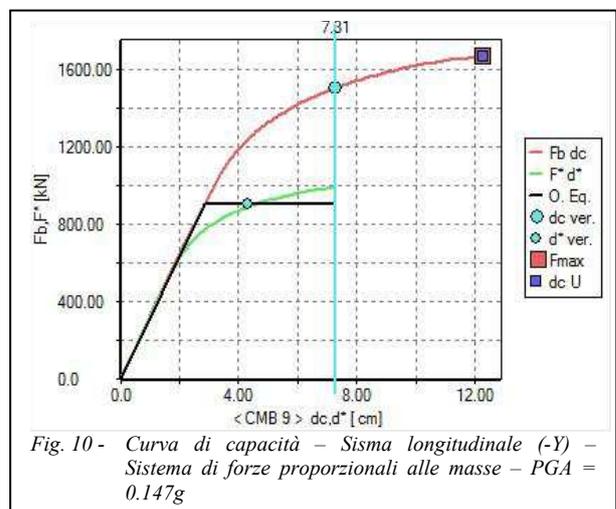
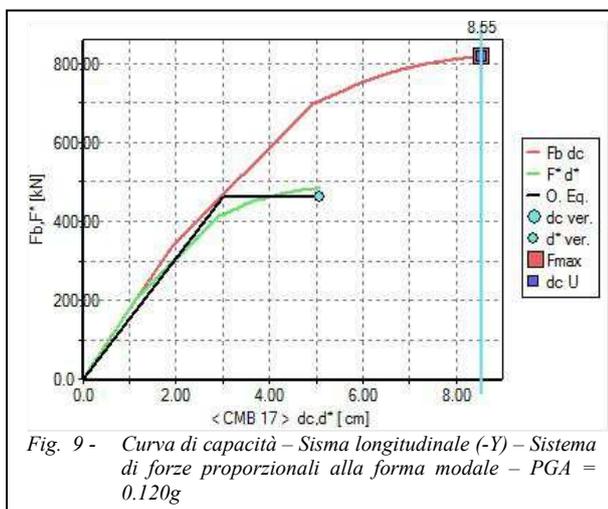
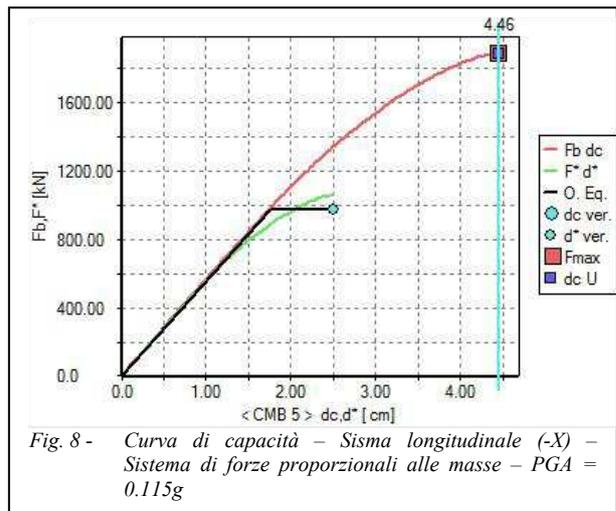
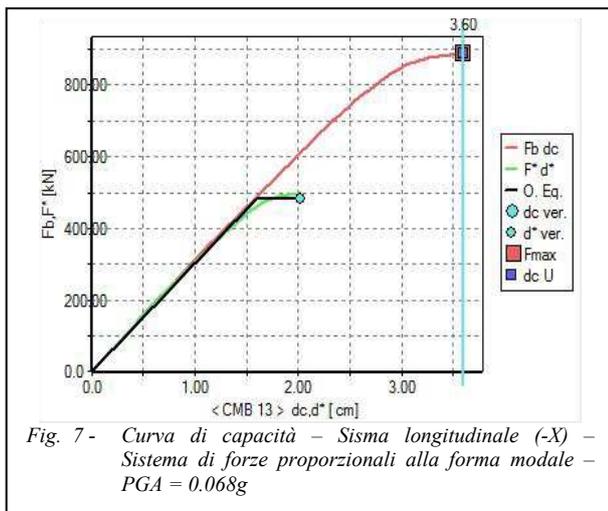
dove E è l'azione sismica G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti e Q_{kj} le azioni variabili.

Le analisi sono state eseguite per le sedici combinazioni dei carichi, che includono l'azione sismica, otto per ogni distribuzione di forze orizzontali e di cui quattro in direzione X e quattro in direzione Y, considerando una eccentricità accidentale del 5%.

Si riportano di seguito, per brevità di esposizione, soltanto alcune curve di capacità per le due distribuzioni di forze orizzontali nelle direzioni X longitudinale ed Y trasversale, che sono state applicate separatamente.

L'esame delle curve mette in evidenza che la richiesta in termini di spostamento della struttura è superiore alla capacità.

Le accelerazioni (PGA) corrispondenti alla forza F_b e spostamento d, nello spettro dello stato limite SLV, risultano inferiori, infatti, ai valori dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido. Il valore minimo riscontrato risulta pari a 0.068g.



Le curve di capacità mostrano, inoltre, una sostanziale dipendenza della risposta strutturale dalla direzione di applicazione del sistema di forze orizzontali. Per alcune combinazioni delle azioni, quando la direzione del sisma coincide con la direzione trasversale (Y) la capacità della struttura risulta superiore alla domanda (vedi curva fig.10).

Si evidenzia, infine, che le resistenze sezionali di una serie significativa di elementi strutturali sono risultate insufficienti anche per i soli carichi verticali.

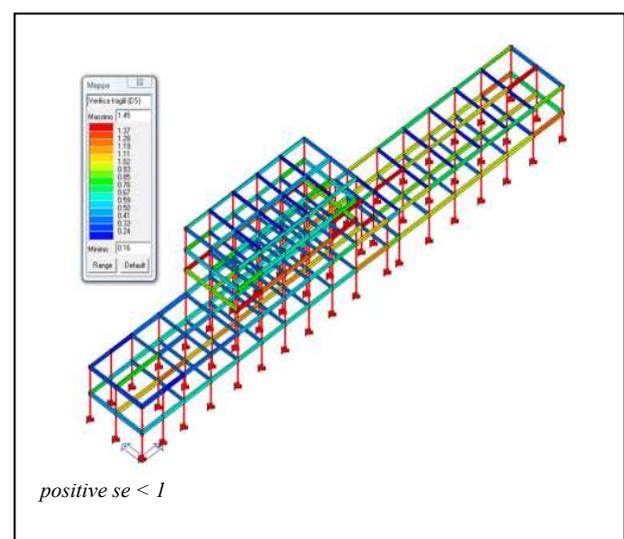
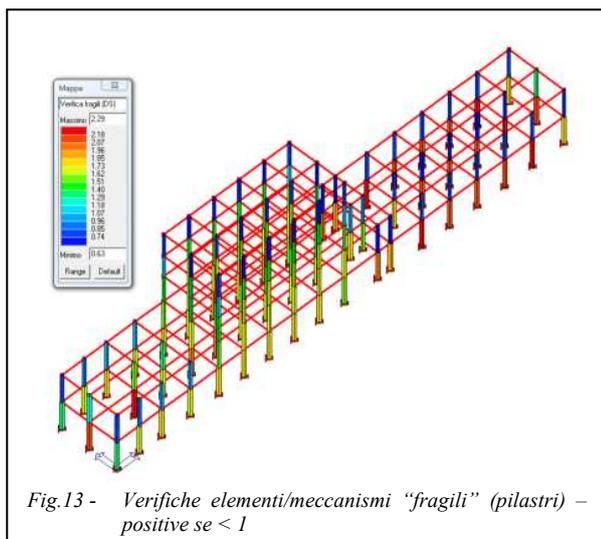
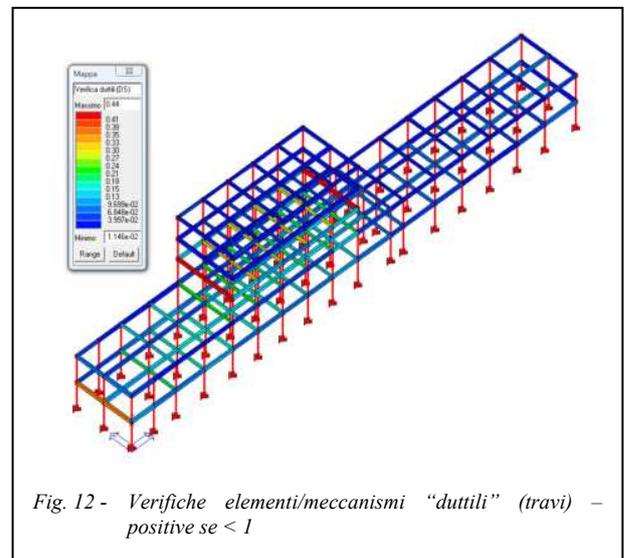
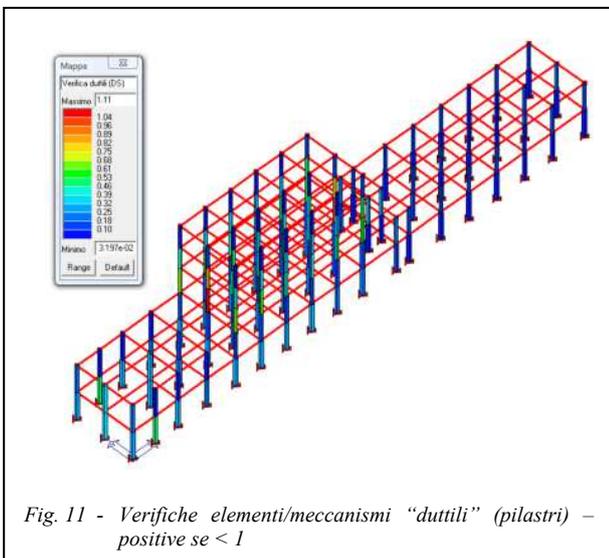
6. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state condotte confrontando, a seconda del tipo di elemento/meccanismo resistente attivato, la domanda in termini di deformazione e/o resistenza con la capacità.

In particolare per gli elementi “duttili” è stato verificato che la rotazione d’estremità rispetto alla corda dell’elemento sia inferiore a quella ultima che, nel caso di (SLV) è pari a $0.75\vartheta_u$. La determinazione della rotazione ultima ϑ_u (capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso) è stata determinata mediante l’espressione :

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,0; \omega)}{\max(0,0; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \left(\alpha_{ps} \frac{f_w}{f_c} \right) (1,25^{1,00} p_d)$$

Per gli elementi “fragili” è stato verificato che le sollecitazioni indotte dall’azione sismica siano inferiori e/o uguali alle corrispondenti resistenze.



Le verifiche sono state eseguite per il valore limite inferiore della PGA (0.068g) corrispondente alle curve di capacità.

Per gli elementi duttili il rapporto ϑ_r/ϑ_u tra la rotazione massima e la rotazione ultima è risultato maggiore di 1 (verifica negativa) soltanto per un numero limitato di elementi.

Per gli elementi fragili, invece, il rapporto tra taglio massimo e la resistenza ultima a taglio è risultata maggiore di uno per un esteso numero di elementi, a conferma che non esiste gerarchia delle resistenze.

Va precisato inoltre che la determinazione della resistenza a taglio è stata fatta secondo i criteri prescritti dall'attuale normativa che non è del tutto adeguata in presenza di staffe aperte ad U (piattine) incapaci di fornire un adeguato confinamento.

E' evidente, pertanto, che la domanda in termini di deformazione e/o resistenza è maggiore della capacità strutturale, per cui l'edificio è a rischio di collasso anche per azioni sismiche molto basse e richiederebbe notevoli interventi di adeguamento delle strutture per consentirne l'agibilità.

7. CONCLUSIONI

E' stato eseguito uno studio per la verifica della sicurezza di un edificio industriale in cemento armato che risale al 1912, dopo l'acquisizione dei risultati di un esteso piano di indagini e di rilievi in sito che hanno consentito di raggiungere un livello di conoscenza LC2.

I risultati delle analisi statiche non lineari (pushover) hanno evidenziato il rischio di collasso dell'edificio anche per azioni sismiche di modesta entità, come era da attendersi per un edificio costruito all'inizio del secolo scorso, oltre al superamento degli stati limite ultimi di resistenza in un significativo numero di elementi strutturali per i soli carichi verticali .

Lo studio rimane, comunque, uno strumento indispensabile per la definizione degli interventi necessari all'eventuale recupero dell'edificio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] V. MOSKVIN - Concrete and reinforced concrete deterioration and protection - Mir Publishers 1983
- [2] CODE-MODELE C.E.B.-F.I.P. pour les structures en Béton - 1978
- [3] C.E.B. bollettino n° 182 – Durable concrete structures – C.E.B. design guide – seconda edizione 1989.
- [4] C.E.B. bollettino n° 192 – Diagnosis and assessment of concrete structures. State of the art report.
- [5] C.E.B.-F.I.P. MODEL CODE 1990 – Bollettino di informazione n° 213/214 – maggio 1993.
- [6] C.E.B. bollettino n° 238 – New approach to durability design – maggio 1997
- [7] C.E.B. bollettino n° 243 – Strategies for testing and assessment of concrete structures – maggio 1998
- [8] C. GUIDI – Beton armato . 1910
- [9] D.M. 10 gennaio 1907 - Ministero dei Lavori Pubblici
- [10] D.M.II.TT. 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- [11] Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 C.S.LL.PP.
- [11] Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G.M., Vona M. - Valutazione degli edifici esistenti in c.a. – Collana di manuali di progettazione antisismica, vol 5 – IUSS Press

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI TELAI IN C.A. CON MURATURA DI TAMPONAMENTO MEDIANTE MODELLI DI DANNO

Roberto Scotta¹, Diego Alejandro Talledo², Leopoldo Tesser¹, Anna Saetta²

¹ Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova, Padova

² Dipartimento IUAV per la ricerca, Università IUAV di Venezia, Venezia

SOMMARIO

Il presente articolo propone l'impiego di un modello numerico per l'analisi della risposta non-lineare di strutture a telaio in c.a. con tamponamenti in muratura che sia sufficientemente affidabile ed applicabile allo studio di strutture in scala reale. Gli elementi in c.a. sono discretizzati mediante elementi monodimensionali a plasticità diffusa. I pannelli di muratura sono simulati con elementi finiti shell a 4 nodi con sollecitazione puramente membranale. Per la muratura si è adottato un legame costitutivo basato sulla meccanica del danno sviluppato nel caso isotropo ed opportunamente tarato. Si riportano analisi e confronti con le prove sperimentali di semplici portali con tamponamento in presenza o meno di aperture. Validata quindi la procedura proposta, si analizza il comportamento di un telaio multipiano con diverse condizioni di tamponamento.

SUMMARY

In present paper, the authors propose the use of a reliable and efficient numerical model to analyse non-linear behaviour of R.C. frames with in-filled masonry walls. R.C. elements are discretized with mono-dimensional distributed inelasticity model. Masonry infills are simulated by means of 4 nodes shell finite elements with in-plane stress field. For masonry it was used a constitutive model based on continuum damage mechanics developed in the isotropic case conveniently calibrated. The proposed procedure is validated by comparison with experimental data. Finally a multi-story multi-bay frame with in-filled walls is analyzed. In particular it is studied the effect of different height distributions and openings.

1. INTRODUZIONE

I terremoti verificatisi nel corso degli ultimi decenni hanno dimostrato chiaramente come la risposta sismica degli edifici a telaio in c.a. sia fortemente condizionata dalla presenza di tamponature in muratura. È noto infatti che i pannelli di tamponamento sono in grado di irrigidire notevolmente il telaio portante, con un conseguente effetto di alterazione delle frequenze dominanti della struttura, portando ad un aggravio delle forze sismiche a causa della maggiore rigidità dell'insieme telaio-pareti. Inoltre, l'eventuale distribuzione non uniforme in pianta o in altezza delle tamponature, o la crisi localizzata di singoli pannelli, può provocare un'ulteriore modifica delle forze sismiche a causa dell'irregolare distribuzione di rigidità, invalidando la simmetria del telaio in c.a., e portando a gravi effetti di torsione in pianta ovvero a effetti di piano sofficie in elevazione. Diventa quindi fondamentale, per cogliere il reale comportamento delle strutture a telaio in c.a., tenere conto della presenza di pannelli di tamponatura e del loro effetto sulla risposta globale.

L'esigenza di predire il comportamento strutturale di telai tamponati ha ampiamente interessato negli ultimi decenni la comunità scientifica. In letteratura si trovano trattazioni che

illustrano modelli analitici e numerici che si possono classificare in due categorie:

- micro-modellazione: si modella il telaio tamponato agli elementi finiti in scala dettagliata riuscendo a cogliere fenomeni locali di danneggiamento degli elementi strutturali;
- modelli fenomenologici: in questa tipologia di modelli si ricorre all'analogia del pannello chiuso con una coppia di puntoni equivalenti che collegano gli angoli opposti della maglia strutturale.

La prima tipologia di modelli trova una certa limitazione per quanto riguarda l'applicazione nelle simulazioni del comportamento in scala globale delle strutture dovuto al grande onere computazionale. Alcuni esempi di questa modellazione si possono trovare nei lavori di Mohebbkhah et al. [1] in cui utilizza il metodo D.E.M. (Discrete Element Method), di Hang Hao et al. [2], Asteris [3], Albanesi et al. [4].

La seconda tipologia di modelli, che offre invece un approccio economico e flessibile, richiede di attribuire ai molti parametri in gioco un significato fisico chiaro ed univoco, rendendo conseguentemente impegnativa la fase di identificazione di tali parametri nelle diverse situazioni. Il caso

delle tamponature con aperture costituisce un esempio tipico in tal senso. Alcuni esempi di questo approccio si trovano nei lavori di Klinger e Bertero [5], Madan et al. [6], Panagiotakos & Fardis [7], Dolsek & Fajfar [8].

A fronte di tali considerazioni, nel presente articolo si propone una procedura numerica per valutare il comportamento di strutture a telaio tamponate che sia allo stesso tempo affidabile e computazionalmente efficiente. Per la modellazione del comportamento non-lineare degli elementi costituenti il telaio si utilizzano elementi monodimensionali a fibre (e.g. Spacone et al. [9]). Alle fibre si assegnano rispettivamente il legame costitutivo secondo la legge di Kent e Park [10] per il calcestruzzo ed il legame costitutivo di Menegotto-Pinto con hardening isotropico sviluppato da Filippou et al. [11] per le fibre di acciaio. La modellazione della muratura utilizza elementi finiti bidimensionali ed un legame costitutivo basato su una legge di danno tarata mediante l'adozione delle proprietà meccaniche del pannello murario. Si sono utilizzati elementi shell multistrato, sottoposti per ora a sole tensioni membranali, in vista di una loro futura applicazione alla modellazione di effetti di solleccitazione anche fuori piano sui tamponamenti.

Tale modello è stato implementato nell'ambito del framework di calcolo agli elementi finiti OpenSees [12] sviluppato presso l'università di Berkley (CA).

2. MODELLO DI DANNO

Il modello qui proposto tiene in conto di due modi di rottura della muratura (uno a trazione e l'altro a compressione) attraverso due parametri di danno. Il processo di scarico/ricarico si assume essere elastico. In letteratura sono stati sviluppati numerosi modelli di danno: tra gli altri si cita il lavoro di Ju [13], dove è riportata una spiegazione esaustiva del framework dei modelli di danno elastoplastici e della notazione principale.

Il tensore delle deformazioni si divide in due parti, una elastica e una plastica:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p \quad (1)$$

Il potenziale di energia libera è espresso, in accordo con il lavoro di Faria et al. [14], come:

$$\begin{aligned} \Psi(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p, d^+, d^-) &= (1-d^+) \Psi_0(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p) + (1-d^-) \Psi_0(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^p) = \\ &= (1-d^+) \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \boldsymbol{\varepsilon}^e + (1-d^-) \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \boldsymbol{\varepsilon}^e \end{aligned} \quad (2)$$

dove d^+ e d^- rappresentano rispettivamente il parametro di danno positivo e negativo, e $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$ e $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$ sono la parte positiva e negativa del tensore delle tensioni effettive definito come:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}^e \quad (3)$$

dove \mathbf{C}_0 rappresenta il tensore del quarto ordine di rigidezza del materiale.

Durante ogni processo fisico la dissipazione energetica deve essere sempre non negativa, in accordo con il primo principio della termodinamica. Tale condizione è espressa dalla seguente disuguaglianza di Clausius-Duhem che vale per ogni processo ammissibile:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} : \left[\boldsymbol{\sigma} - \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \right] - \left[\frac{\partial \Psi}{\partial d^+} : d^+ + \frac{\partial \Psi}{\partial d^-} : d^- \right] - \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \boldsymbol{\varepsilon}^p \geq 0 \quad (4)$$

Essendo la deformazione totale una variabile libera, il termine all'interno della prima parentesi quadra deve essere sempre nullo. Si può quindi ottenere la relazione tra il tensore di tensione di Cauchy e il tensore delle tensioni effettive:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma} &= \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} = \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} = (1-d^+) \frac{\partial \Psi_0^+}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} + (1-d^-) \frac{\partial \Psi_0^-}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} = \\ &= (1-d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + (1-d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \end{aligned} \quad (5)$$

Il secondo e il terzo termine nell'equazione (4) assicurano la dissipazione per danneggiamento e per plasticità:

$$-\left[\frac{\partial \Psi}{\partial d^+} : d^+ + \frac{\partial \Psi}{\partial d^-} : d^- \right] = \frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{d}} : \dot{\mathbf{d}} \geq 0 \quad (6)$$

$$-\frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \boldsymbol{\varepsilon}^p \geq 0 \quad (7)$$

La dimostrazione della validità di tali disequazioni si può trovare, ad esempio, nel lavoro di Faria et al. [14].

Riprendendo l'equazione (5), il tensore di danno del quarto ordine \mathbf{D} può essere definito dalla seguente relazione [15]:

$$\mathbf{D} = d^+ \mathbf{P}^+ + d^- \mathbf{P}^- \quad (8)$$

dove \mathbf{P}^+ e \mathbf{P}^- sono tensori di proiezione del quarto ordine, rispettivamente positivo e negativo, espressi come:

$$\mathbf{P}^+ = \sum_i H(\bar{\sigma}_i) \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \quad (9)$$

$$\mathbf{P}^- = \mathbf{I} - \mathbf{P}^+ \quad (10)$$

dove H è la funzione di Heaviside, $\bar{\sigma}_i$ è l' i -esima tensione principale del tensore di tensione effettiva $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ e \mathbf{p}_i indica la direzione principale ad essa associata.

Sviluppando l'equazione (6), si deve definire l'energia dissipata dal processo di danneggiamento. La velocità di energia rilasciata per danneggiamento è espressa come:

$$-\mathbf{Y} = \frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{d}} \quad (11)$$

Questa velocità caratterizza l'evoluzione del danneggiamento tenendo quindi in considerazione il progressivo degrado delle proprietà meccaniche del materiale.

Allo scopo di introdurre il criterio di danno, le funzioni di energia rilasciata per danno sono definite dalle seguenti espressioni:

$$Y^+ = \sqrt{E_0 \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{C}_0^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+} \quad (12)$$

$$Y^- = \sqrt{3} \left(K \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^- \right) \text{ o } Y^- = \sqrt{3} \left(KI_1 + \sqrt{J_2} \right) \quad (13)$$

dove $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{oct}^-$ è la tensione normale ottaedrale, $\bar{\tau}_{oct}^-$ è la tensione di taglio ottaedrale, I_1 è il primo invariante del tensore di tensione effettiva mentre J_2 è il secondo invariante del tensore deviatorico di tensione effettiva, E_0 è il modulo elastico del materiale e K è una proprietà del materiale che tiene in conto dell'incremento di resistenza dovuto a una compressione biassiale [14].

Queste velocità di rilascio di energia si possono denominare anche "tensione effettiva equivalente" dal momento che rappresentano due misure scalari del tensore di tensione effettiva [14]. Rispetto a quest'ultimo lavoro, la definizione della tensione equivalente negativa viene leggermente modificata per renderla omogenea alla tensione equivalente positiva. Come risultato entrambe le tensioni equivalenti hanno la dimensione di una tensione.

I limiti di danno sotto trazione uniassiale e compressione uniassiale sono rappresentati rispettivamente dalle variabili r^+ e r^- e controllano la dimensione della superficie di danno durante l'espansione.

Le applicazioni numeriche hanno mostrato che il criterio di danno proposto da Faria et al. [14] si adatta piuttosto bene ai risultati sperimentali in condizioni di tensione uniassiale e

biassiale e compressione uniassiale e biassiale. Invece è stato osservato come fossero necessari dei miglioramenti per rispondere all'evidenza sperimentale in condizione di stati misti trazione-compressione a causa della approssimazione assunta nella definizione del criterio in tali zone del dominio (cfr. Figura 1).

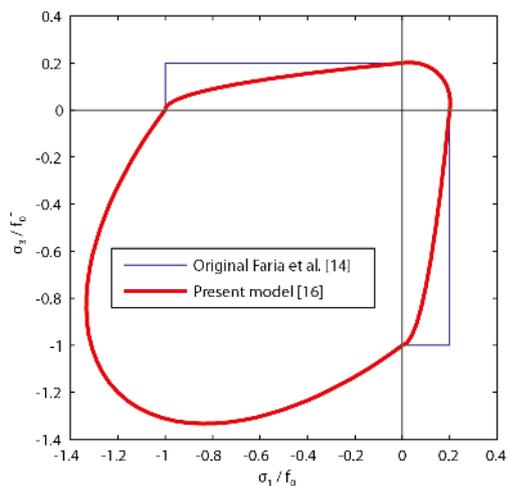


Figura 1 – Dominio elastico iniziale per stati di tensione piani

Nei lavori di Faria et al. [14] e di Wu et al. [15] sono stati definiti due criteri di danno separati.

Un miglioramento significativo si ottiene definendo un unico criterio di danno. Essendo le definizioni di tensioni equivalenti omogenee, si può scrivere un'unica espressione che tenga conto dell'interazione tra la componente di trazione e quella di compressione:

$$g(Y^+, Y^-, r^+, r^-) = \left(\frac{Y^+}{r^+}\right)^2 + \left(\frac{Y^-}{r^-}\right)^2 - 1 \leq 0 \quad (13)$$

Il nuovo criterio di danno è sovrapposto a quello originale di Faria et al. [14] in Figura 1.

Può essere facilmente verificato che, nel campo di compressione ($Y^+=0$), il criterio di danno corrisponde a un criterio di Drucker-Prager ed è in grado di rappresentare gli stati di compressione biassiale come dimostrato in altri lavori [14,15,17].

3. ESEMPI DI VALIDAZIONE

Sono stati presi in considerazione i risultati della campagna sperimentale condotta da Kakaletsis et al. [18]. Tale studio riguardava il comportamento di telai in c.a. tamponati e con aperture, sotto carichi ciclici nel piano. Il programma sperimentale consisteva in sette provini in scala 1:3, a singola campata e singolo piano, di telai in c.a. tamponati con mattoni in laterizio e mattoni in ceramica. Il programma includeva test effettuati su: telaio nudo, telaio interamente tamponato, telaio con apertura della finestra e telaio con apertura della porta.

In Figura 2 sono riportati gli schemi dei telai oggetto dello studio.

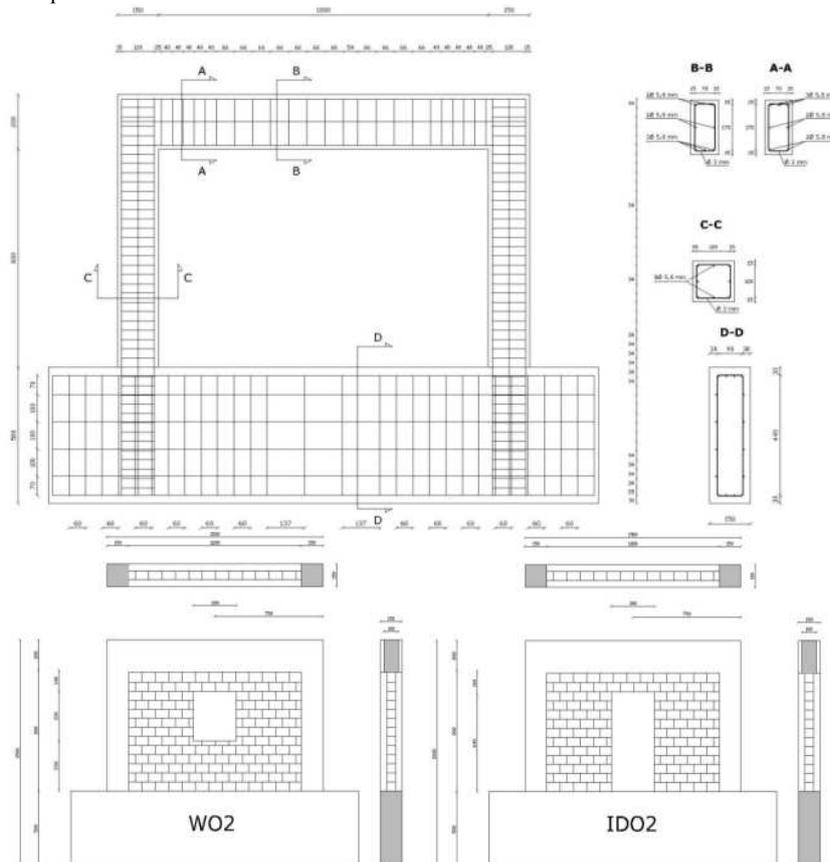


Figura 2 – Descrizione dei telai oggetto di studio [18]

Il pannello di tamponamento, di spessore pari a 60 mm, presenta un rapporto geometrico tra altezza e larghezza pari a $H/l = 1/1.5$ ed è stato costruito con l'uso di mattoni forati nella direzione orizzontale. La malta utilizzata ha un rapporto cemento:calce:sabbia pari a 1:1:6, che presenta delle caratteristiche meccaniche simili al tipo M1, in accordo con EN1998-2. In Tabella 1 vengono riportate le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati.

Tabella 1 – Proprietà meccaniche dei materiali

Proprietà		Valore [MPa]
Resistenza a compressione calcestruzzo	f_{cc}	28.51
Tensione di snervamento barre longitudinali	f_y	390.47
Tensione di snervamento staffe	f_{ys}	212.2
Malta – Resistenza a compressione	f_m	1.53
Mattoni – Resistenza a compressione	f_{bc}	3.10
Muratura – Resistenza a compressione perpendicolare ai fori	f_c	2.63
Muratura – Modulo elastico perpendicolare ai fori	E	660.66
Muratura – Resistenza a compressione parallela ai fori	f_{c90}	5.11
Muratura – Modulo elastico parallelo ai fori	E_{90}	670.3
Modulo di taglio	G	259.9

Per tutti i tipi dei telai esaminati sono state eseguite analisi statiche non lineari (push-over), ottenendo curve carico-spostamento.

3.1 Telaio nudo

Dall'analisi Push-Over effettuata sul campione si è ottenuta la curva di capacità riportata in Figura 3.

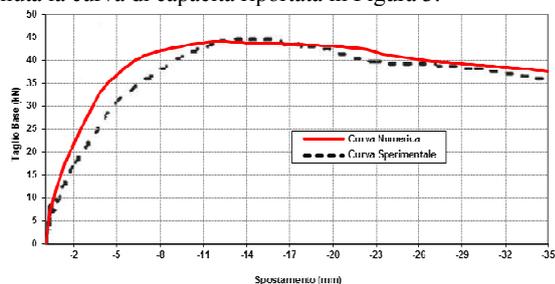


Figura 3 – Curva di capacità per telaio nudo

Come si può osservare, la curva numerica presenta una resistenza massima pari a 44.26 kN da confrontare con la risposta sperimentale in cui si è registrato un valore di taglio massimo pari a 44.27 kN. Il valore di spostamento corrispondente ottenuto numericamente è di 12.6 mm mentre sperimentalmente è stato registrato un valore di 13.9 mm. La rigidezza iniziale sperimentale è di 8.34 kN/mm contro 11.07 kN/mm ricavati dall'analisi numerica. Il modello presenta dunque un comportamento leggermente più rigido del provino sperimentale durante la fase elastica. Questa differenza, anche se piccola, può essere dovuta al tipo di sollecitazione imposto alla struttura. L'applicazione di carichi ciclici comporta infatti una certa dissipazione energetica durante i primi cicli. Questo fa sì che gli spostamenti corrispondenti al massimo valore di carico, siano leggermente superiori rispetto alle analisi di Push-Over effettuate numericamente.

3.2 Telaio interamente tamponato

Per la modellazione del pannello sono stati usati elementi finiti shell con dimensione dei lati circa pari a quella dello spessore. Si è utilizzata per questo esempio una maglia di 10x10 elementi bidimensionali per il pannello, di 10 elementi per le colonne e di 3 elementi per la trave. I nodi della trave e del pannello non sono connessi per simulare la scarsa connessione tra la trave e il pannello di tamponamento.

Com'è noto, la resistenza della muratura si misura sottoponendo prismi o muretti alla prova di compressione nella direzione verticale, ed assoggettando muretti di forma pressoché quadrata alla prova di compressione diagonale. In aggiunta, nel caso delle tamponature, appare significativo misurare la resistenza allo schiacciamento nella direzione orizzontale dato che, in questa direzione, i pannelli sotto la spinta dei pilastri possono trovarsi a sopportare sollecitazioni anche maggiori di quelle verticali. In questo caso si ha una disposizione dei mattoni nella direzione orizzontale. D'altra parte, bisogna tener presente che il meccanismo resistente del pannello è quello di un puntone diagonale che si forma tra gli angoli compressi.

In base a queste considerazioni, per omogeneizzare le caratteristiche del pannello si sono considerati i parametri del modello di danno riportati in Tabella 2.

Tabella 2 – Parametri adottati per il modello di danno

Proprietà		Valore
Modulo Elastico	E	670 MPa
Modulo di Poisson	ν	0.30
Limite elastico a compressione monoassiale	f_0^-	-3.8 MPa
Limite elastico a compressione biassiale	f_{02D}^-	-3.8 MPa
Limite elastico a trazione	f_0^+	0.05 MPa
Parametro di deformazione plastica	β	0.3

Dall'analisi di Push-Over effettuata si è ottenuta la curva di capacità riportata in Figura 4. Come si può osservare si ha anche in questo caso una buona rispondenza tra l'analisi numerica che fornisce una resistenza di picco pari a 79.97 kN contro il valore di 81.46 kN derivante dalla prova sperimentale. Il pannello di tamponatura in questo caso ha influenzato la resistenza della struttura, incrementandola di 1.84 volte, rispetto al caso di telaio nudo.

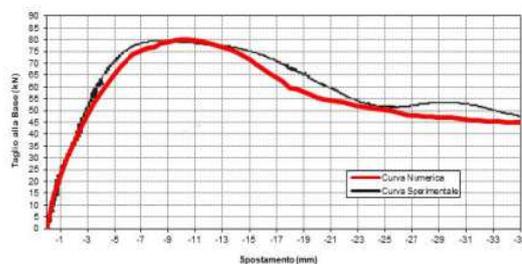


Figura 4 – Curva di capacità per telaio interamente tamponato

Si riporta nelle Figure 5-6 il confronto tra la mappa di danno a compressione ottenuta dall'analisi numerica e il danneggiamento del provino sperimentale. Come si vede il modello mostra correttamente un danneggiamento per schiacciamento degli angoli compressi. Di conseguenza si ha un trasferimento di forti sollecitazioni sugli elementi del telaio (cfr. Figure 7-8) con la formazione di meccanismi locali ed il

collasso della struttura. Si può osservare in Figura 7 che la distribuzione del momento flettente, in prossimità degli angoli in cui si attiva il meccanismo resistente del pannello di muratura, è non-lineare, al contrario del telaio nudo. L'inserimento della tamponatura ha fatto sì che in prossimità di tali angoli si abbia una maggior concentrazione di momenti. Tale comportamento può essere osservato anche in Figura 5 per quanto riguarda il risultato sperimentale: nascono fessurazioni nei pilastri, per un'altezza pari circa alla lunghezza del puntone resistente.

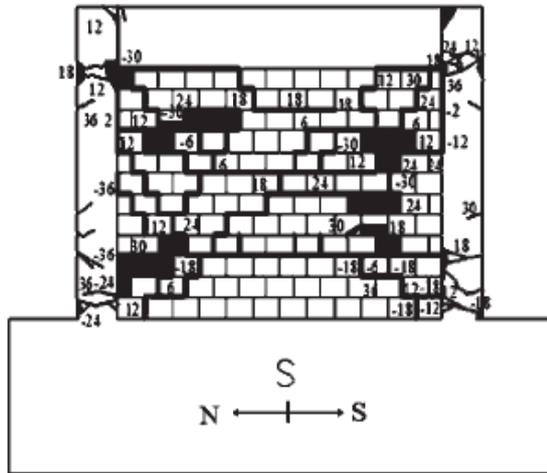


Figura 5 – Rottura del telaio durante la prova sperimentale

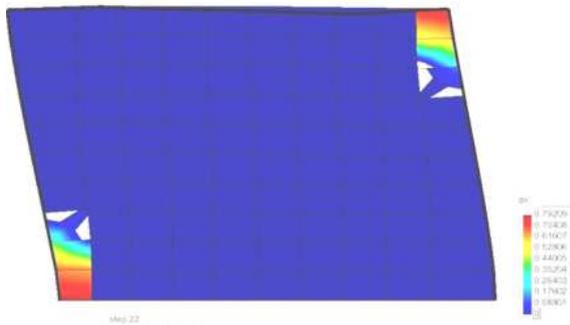


Figura 6 – Mappa di danno a compressione per uno spostamento di 10.5 mm

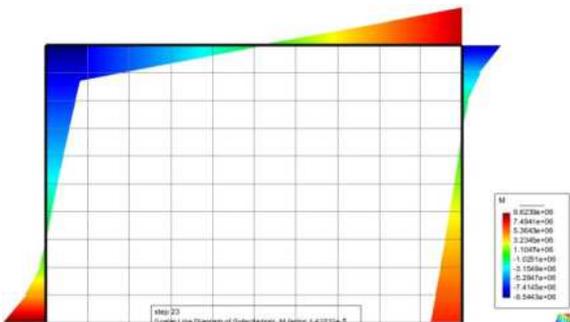


Figura 7 – Diagramma del momento per uno spostamento di 10.5 mm

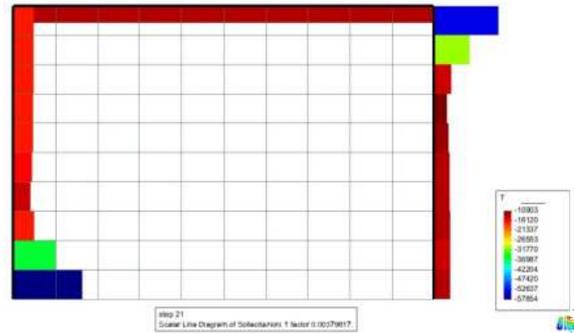


Figura 8 – Diagramma del taglio per uno spostamento di 10.5 mm

3.3 Telaio tamponato con finestra

In base a considerazioni analoghe a quelle riportate alla sezione precedente, per il caso del telaio tamponato con un pannello forato sono stati adottati i parametri del materiale per il modello di danno riportati in Tabella 3.

La presenza del foro fa sì che il meccanismo resistente del pannello si sviluppi nelle due fasce laterali al foro, con la formazione di due puntoni maggiormente inclinati rispetto al caso precedente di tamponatura piena. La curva di capacità ottenuta dall'analisi è riportata in Figura 9. Il taglio massimo ottenuto numericamente è di 69.67 kN, da confrontare con il corrispettivo valore sperimentale di 66.56 kN.

Tabella 3 – Parametri adottati per il modello di danno

Proprietà	Valore
Modulo Elastico	E 660 MPa
Modulo di Poisson	ν 0.30
Limite elastico a compressione monoassiale	f_{0c} -3.5 MPa
Limite elastico a compressione biassiale	f_{0cD} -3.5 MPa
Limite elastico a trazione	f_0^+ 0.05 MPa
Parametro di deformazione plastica	β 0.3

La presenza del pannello di tamponatura con un foro ha incrementato la resistenza di 1.57 volte rispetto al caso di telaio nudo.

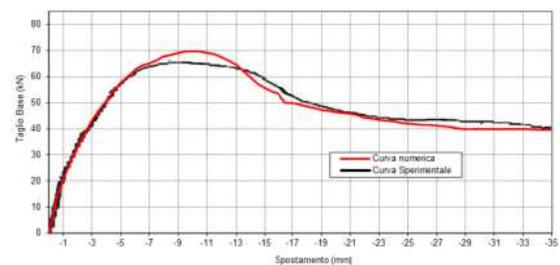


Figura 9 – Curva di capacità per telaio tamponato con finestra

3.4 Telaio tamponato con porta

Considerando che, per il caso di telaio tamponato con apertura per porta, la larghezza dell'apertura è la stessa che nel caso di tamponatura con apertura per finestra, l'inclinazione dei puntoni che formano il meccanismo resistente non varia. Per questo motivo sono state adottate, per questa simulazione, le stesse proprietà del caso precedente.

La risposta in termini di curva di capacità è riportata in Figura 10. Si può osservare anche in quest'ultimo caso una

buona corrispondenza tra la risposta numerica che fornisce un valore di taglio massimo di 62.11 kN, contro il corrispondente valore sperimentale pari a 61.56 kN.

Per tale situazione, la presenza della tamponatura ha aumentato di 1.4 volte la resistenza rispetto al caso del solo telaio.

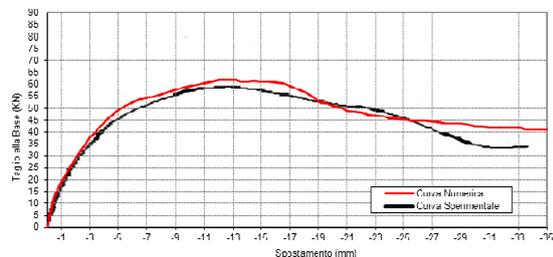


Figura 10 – Curva di capacità per telaio tamponato con porta

4. ANALISI SU TELAI MULTIPIANO

Si è utilizzata la procedura proposta per valutare l'influenza delle tamponature e della loro distribuzione irregolare in altezza su un telaio multipiano in c.a..

Si tratta di un telaio a quattro piani e tre campate con luce pari a 4.05 m e altezza di interpiano pari a 3 m. Si riporta nella Figura 11 lo schema grafico del telaio oggetto di studio.

È stato analizzato il telaio con diversi gradi di tamponatura:

- telaio nudo;
- telaio interamente tamponato;
- telaio tamponato in modo irregolare in altezza: il telaio è stato ipotizzato tamponato a tutti i livelli escluso il piano terra e si sono immaginate aperture per le finestre sui pannelli;
- telaio interamente tamponato con aperture per le porte e le finestre.

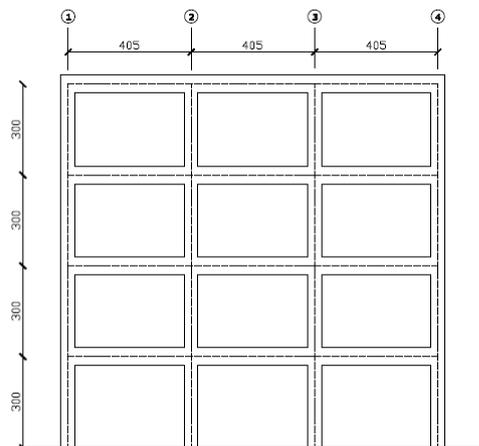


Figura 11 – Telaio multipiano considerato

Innanzitutto è stata analizzata la risposta del solo telaio nudo: la curva di capacità ottenuta ha evidenziato un valore di taglio massimo di 75 kN, per uno spostamento corrispondente di 44.12 mm. La crisi della struttura avviene a seguito della formazione di cerniere plastiche nei nodi strutturali. Le prime cerniere plastiche cominciano a formarsi alla base e in testa al primo pilastro al piano terra per uno spostamento del punto di

controllo di circa 20 mm. Tale pilastro infatti, per effetto delle forze laterali applicate, si trova in uno stato di tenso-flessione. A circa 30 mm di spostamento del punto di controllo si formano simultaneamente le cerniere plastiche nelle sezioni degli altri pilastri al piano terra.

Per uno spostamento intorno ai 35-40 mm si ha formazione di cerniere plastiche in corrispondenza ai nodi delle travi del piano terra e del livello superiore. Infine si ha la formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri del piano terra e si ha quindi il crollo della struttura.

Successivamente si è eseguita l'analisi del telaio interamente tamponato e privo di aperture. Il valore del taglio massimo in questo caso è aumentato a 208 kN (corrispondente a 22.5 mm di spostamento del nodo di controllo), avendo così una resistenza di 2.77 volte maggiore rispetto al caso di telaio nudo (si veda la Figura 17). La presenza della tamponatura comporta inoltre un effetto di irrigidimento per la struttura e si ha una significativa riduzione degli spostamenti. La rigidità è circa 4 volte maggiore della rigidità del telaio nudo.

Il meccanismo di collasso in questo caso è di tipo fragile, con una improvvisa e rapida perdita di resistenza. Al crescere delle azioni orizzontali si verifica il distacco dei pannelli dalla maglia strutturale, accompagnato da un certo scorrimento relativo, sia orizzontale che verticale. Inizialmente gli elementi del telaio sono soggetti essenzialmente a sforzi assiali, mentre in seguito alla separazione, intervengono anche importanti sollecitazioni flessionali. I pannelli mostrano la formazione di puntoni diagonali compressi. Con l'aumentare della forza di taglio si formano lesioni nel pannello che, all'inversione delle azioni, mostreranno la classica forma a X (si veda la Figura 12). Osservando la Figura 13 si conferma come la crisi della struttura avvenga in seguito alla rottura delle bielle compresse del pannello. Infatti per uno spostamento pari al taglio massimo si mostrano i danneggiamenti dei pannelli a causa dello schiacciamento degli angoli compressi. Al crescere delle forze laterali si rileva un aumento del danneggiamento sui pannelli che alla fine provoca uno scarico istantaneo delle forti sollecitazioni sul telaio. Si verifica quindi l'innesco, su quest'ultimo, di meccanismi di crisi locali.

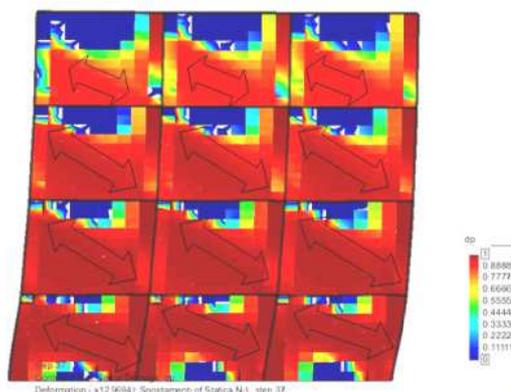


Figura 12 – Telaio interamente tamponato: mappa di danno positivo per spostamento pari a 22.5 mm

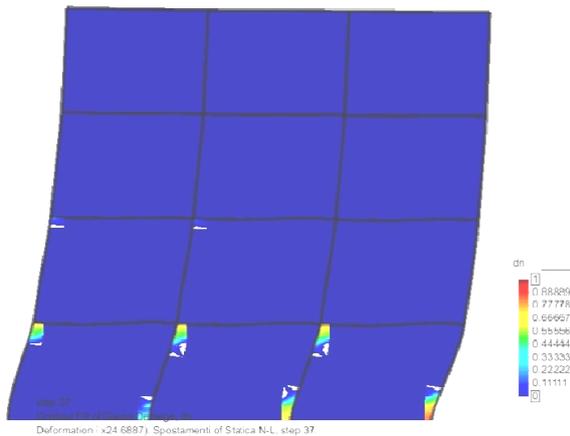


Figura 13 – Telaio interamente tamponato: mappa di danno negativo per spostamento pari a 22.5 mm

Successivamente è stato analizzato il caso di telaio con una configurazione irregolare in altezza delle tamponature: è stata ipotizzata la presenza di tamponature con il foro di finestra in tutti i livelli superiori al primo il quale è immaginato senza tamponamento. In questo caso la curva di capacità (si veda la Figura 17) mostra un valore di taglio massimo di 80.6 kN circa corrispondenti a uno spostamento del nodo di controllo di 19.9 mm.

Le prime lesioni appaiono nei pannelli del primo piano e, in parte, anche in quelli del secondo e del terzo. Tali lesioni sono per lo più concentrate tra gli angoli dei fori e gli angoli compressi dei pannelli come si osserva in Figura 14. La mappa del danno a compressione mostra invece come i pannelli di tamponamento rimangano non danneggiati a compressione. Si può quindi affermare che la rottura non avviene per il raggiungimento del carico massimo della muratura, la quale mantiene la sua azione irrigidente costante durante tutta la prova. Il fatto che la parte di struttura irrigidita fosse presente soltanto ai piani superiori ha comportato un trasferimento delle sollecitazioni flettenti ai pilastri del piano terra (Figura 15) e si è avuto il collasso della struttura con la formazione del meccanismo di piano soffice.

Come per il momento flettente, anche il taglio presenta una distribuzione in cui si vedono gli sforzi concentrarsi al piano terra. I pilastri adiacenti ai pannelli subiscono un incremento degli sforzi di taglio nelle zone di attivazione dei puntoni diagonali (cfr. Figura 16), soprattutto al primo piano. Nelle parti centrali dei pilastri invece, gli sforzi di taglio sono inferiori a quelli ottenuti dall'analisi del telaio nudo. Elevati sforzi di taglio si hanno anche nelle zone dei nodi delle travi del piano terra a causa dell'attivazione dei puntoni nei pannelli murari.

L'incremento di forza laterale inoltre ha comportato un notevole aumento di sforzo di compressione nei pilastri di destra e una decompressione nel primo pilastro a sinistra. A causa di questo comportamento si può riscontrare un rischio di sfilamento delle barre d'acciaio di tale pilastro.

Infine è stato considerato il caso di telaio interamente tamponato e con aperture per le finestre ai piani superiori e per le porte al piano terra. La curva di capacità per questo telaio ha evidenziato un taglio massimo alla base di 151 kN circa, corrispondenti a uno spostamento di 34.5 mm. Rispetto

al caso di telaio nudo l'incremento di resistenza è stato di due volte.

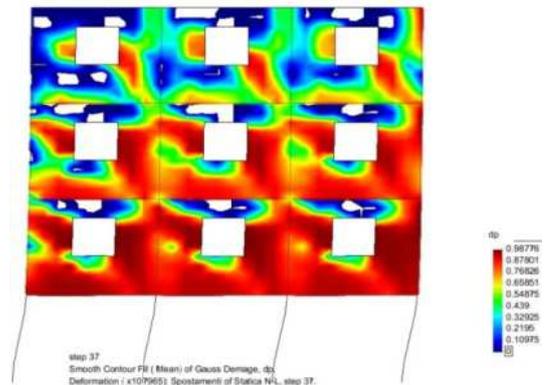


Figura 14 –Telaio con tamponature ai piani superiori: mappa del danno positivo per uno spostamento di 20 mm

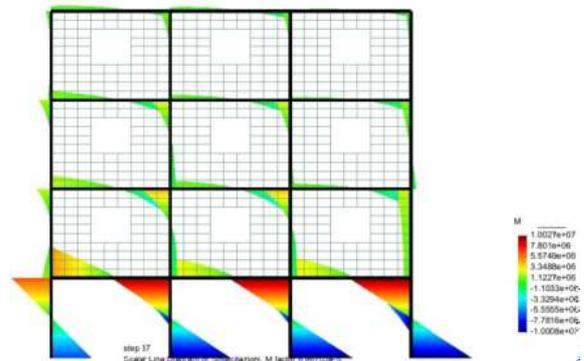


Figura 15 –Telaio con tamponature ai piani superiori: momento flettente per uno spostamento di 20 mm

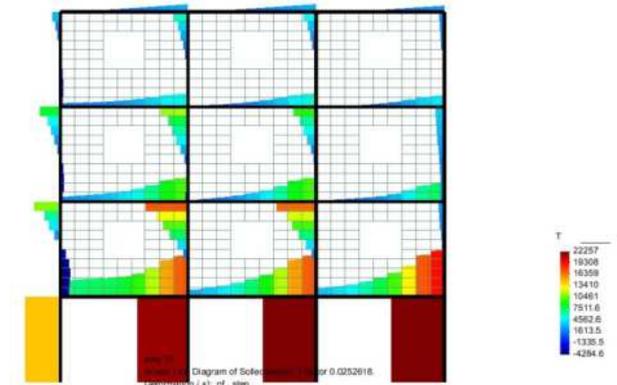


Figura 16 –Telaio con tamponature ai piani superiori: taglio per uno spostamento di 20 mm

In questo caso la crisi della struttura è improvvisa (si veda la Figura 17) ed avviene in seguito alla rottura delle bielle compresse dei pannelli al piano terra, con il conseguente scarico istantaneo di forti sollecitazioni sugli elementi del telaio.

In Figura 17 è riportato un grafico con le quattro curve di capacità ottenute per il telaio nudo e per le diverse ipotesi di tamponamento del telaio.

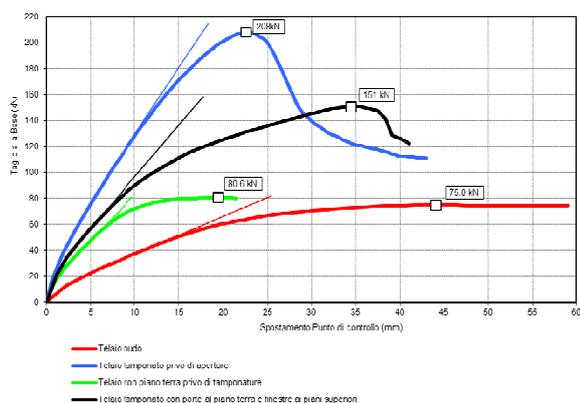


Figura 17 – Confronto taglio-spostamento tra i vari modelli

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato proposto l'utilizzo di un modello di danno a due parametri per materiale isotropo per simulare il comportamento di strutture a telaio in c.a. con tamponamento in muratura. Il modello costitutivo è caratterizzato da una superficie di danno che lega i parametri di danno a trazione e compressione e che è risultata particolarmente efficace nel caso di stati di sollecitazioni di taglio tipici della muratura di tamponamento soggetta a sollecitazioni orizzontali.

Sono stati presentati esempi di validazione della procedura proposta confrontando i risultati numerici con risultati di prove sperimentali eseguiti su telai tamponati ad un piano. Da tale confronto si evidenzia la buona capacità del modello di rappresentare il comportamento reale di tali strutture, anche in presenza di diversi tipi di apertura. Per quanto riguarda la scelta dei parametri da utilizzare nel modello proposto, tenendo presente che la muratura è un materiale ortotropo, è necessario considerare l'inclinazione del puntone diagonale che si forma nel pannello: la resistenza sarà infatti fortemente condizionata dalle caratteristiche della muratura in senso orizzontale, ma sarà anche condizionata dalle caratteristiche in direzione verticale. È quindi necessario tenere presente che per l'omogeneizzazione del pannello di tamponamento bisogna considerare la sua geometria ed i meccanismi resistenti che si possono sviluppare in relazione ai carichi applicati su di esso. Il modello potrebbe essere migliorato inserendo la possibilità di tenere conto del comportamento ortotropo dei pannelli murari.

Infine è stata presentata l'analisi di un telaio multipiano in differenti ipotesi di tamponatura. La distribuzione regolare delle tamponature comporta un effetto positivo per la struttura con un aumento di resistenza e rigidità. Questo a patto di dimensionare correttamente i nodi del telaio che devono essere in grado di assorbire gli sforzi che nascono a seguito dell'interazione tra pannello e telaio. Invece la distribuzione irregolare in altezza delle tamponature fa sì che si inneschino meccanismi di piano soffice con collasso della struttura di tipo fragile.

BIBLIOGRAFIA

[1] MOHEBKHAH, A., et al. (2008) – Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method. *Journal of Constructional Steel Research*, 1463-1472.

[2] HAO, H., et al. (2002) – Damage assessment of masonry infilled RC frames subjected to blasting induced ground excitations. *Engineering Structures*, 24, 6, 799-809.

[3] ASTERIS, P.G. (2003) – Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, 129, 8, 1071-1079.

[4] ALBANESI, S., et al. (2004) – Ruolo delle murature leggere portate nel comportamento sismico di strutture intelaiate in cemento armato. *Atti del XI Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia"*, Genova.

[5] KLINGNER, R.E., et al. (1978) – Earthquake resistance of infilled frames. *Journal of Structural Division*, 104, 6, 973-989.

[6] MADAN, A., et al. (1997) – Modelling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, 123, 10, 1295-1302.

[7] FARDIS, M.N., et al. (1997) – Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: Infilled Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 1, 3, 475-503.

[8] DOLSEK, M., et al. (2005) – Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, 1, 49-66.

[9] SPACONE, E., et al. (1996) – Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames. 1. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25, 7, 711-725.

[10] KENT, D.C., et al. (1971) – Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of Structural Division*, 97, 7, 1969-1990.

[11] FILIPPOU, F.C., et al. (1983) – Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforce Concrete Joints. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

[12] MAZZONI, S., et al. (2009) – Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual. *Pacific Earthquake Research Center*, University of California, Berkeley.

[13] JU, J.W. (1989) – On Energy-Based Coupled Elastoplastic Damage Theories – Constitutive Modeling and computational aspects. *International Journal of Solids and Structures*, 25, 7, 803-833.

[14] FARIA, R., et al. (1998) – A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *Journal of Solids and Structures*, 35, 14, 1533-1558.

[15] WU, J.Y., et al. (2006) – An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 43, 3-4, 583-612.

[16] SCOTTA, R., et al. (2010) – Non-linear behavior modeling of RC panels subjected to in-plane loads. *IV European Conference on Computational Mechanics*, paper n. 1065, Paris, May 16-21.

[17] LEE, J., et al. (1998) – Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 124, 8, 892-900.

[18] KAKALETSIS, D.J., et al. (2008) – Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 2, 197-221.

INDAGINE SPERIMENTALE SU NODI TRAVE-PILASTRO INNOVATIVI PER TELAI SISMO-RESISTENTI

Roberto Scotta¹, Leopoldo Tesser¹

¹ Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova, Padova

SOMMARIO

La memoria presenta i principali risultati di esperimenti eseguiti su nodi trave-pilastro innovativi realizzati con struttura composta acciaio e calcestruzzo. Trattasi di cinque prove in cui altrettanti nodi a due vie in scala reale sono sottoposti a spostamenti pseudo-statici di tipo ciclico tali da indurre una condizione di sollecitazione di tipo sismico. Quattro nodi hanno le travi di tipologia mista acciaio e calcestruzzo ed un nodo è interamente in calcestruzzo armato normale per stabilire utili confronti. Per quanto riguarda i primi quattro, due nodi hanno i pilastri in c.a., un nodo è realizzato con pilastro con camicia di acciaio di sezione quadrata ed infine un nodo ha anche i pilastri in struttura reticolare mista. I risultati ottenuti sono analizzati criticamente e confrontati tra loro per poter trarre delle utili conclusioni sulla duttilità e sulla resistenza dei nodi innovativi nei confronti delle sollecitazioni di natura sismica.

SUMMARY

The paper presents the main results of experimental tests carried out on innovative full-scale beam-column joints of composite steel and concrete structural type. Five internal joints of one-way frame are subjected to seismic like solicitation in quasi-static displacement driven conditions. Four joints have their beams made of composite steel and concrete structure and another is whole made in traditional reinforced concrete to establish appropriate comparisons. About the first four, two of them have the columns of reinforced concrete, one is constructed with a concrete filled square steel column and the last has a lattice steel truss inserted into the column. The obtained results are analyzed critically and compared between them in order to draw useful conclusions on the ductility and on the strength of the innovative joints with respect to the seismic solicitations.

1. INTRODUZIONE

Il collegamento tra travi e pilastri nelle strutture a telaio che prevedono l'impiego di travi parzialmente prefabbricate riserva tutt'oggi delle problematiche legate all'ottenimento di soddisfacenti livelli di resistenza e di duttilità (Amadio 2008), (Amato 2010), (Mazzotti 2010). Infatti i nodi trave-pilastro di telai sismo-resistenti possono essere fortemente sollecitati e divengono determinanti nell'assicurare il rispetto dei criteri di gerarchia delle resistenze.

Dal punto di vista progettuale le difficoltà sono insite nel garantire la continuità delle armature di travi e di pilastri attraverso il nodo. Infatti se le travi sono parzialmente prefabbricate la loro armatura ben difficilmente può attraversare il nodo e diviene necessario l'inserimento di elementi dopo la messa in opera delle travi e prima dell'esecuzione del getto di completamento del solaio. Tale armatura addizionale deve essere inglobata nel getto di

calcestruzzo integrativo da solidarizzare alla porzione prefabbricata delle travi.

Dal punto di vista meccanico i nodi devono possedere una sufficiente resistenza alle sollecitazioni taglianti e devono preservare l'integrità della colonna per permettere la formazione di cerniere plastiche nelle sezioni delle travi adiacenti ai nodi stessi.

Focalizzando l'attenzione su un particolare tipo di travi composte tralicciate REP[®]cls, gli autori hanno condotto degli studi su alcuni innovativi nodi trave-pilastro teoricamente in grado di garantire adeguata resistenza e duttilità d'insieme (Tesser 2009).

L'obiettivo del presente lavoro è la verifica sperimentale del comportamento dei nodi precedentemente sviluppati ed il loro confronto con quello di un nodo in c.a. tradizionale progettato in classe di duttilità alta. In particolare l'attenzione sarà posta nel valutare la resistenza e la duttilità dei nodi

soggetti ad sollecitazioni cicliche che simulano le tipiche azioni sismiche.

2. STRUTTURE SOGGETTE ALLE PROVE

Al fine di stabilire utili confronti con le tipologie costruttive tradizionali, uno dei nodi oggetto di sperimentazione è stato realizzato in calcestruzzo armato normale, rispettando le prescrizioni progettuali ed i dettagli costruttivi previsti per la classe di duttilità alta dall' OPCM 3431/05. Altri quattro nodi sono invece realizzati con travi in struttura composta acciaio e calcestruzzo di tipo REP[®]cls, progettati con appositi tralicci integrativi che attraversano il nodo. Tutti i nodi sono realizzati a 2 vie ed hanno i pilastri di altezza 3.2 m con sezione quadrata di 0.40 m di lato e le travi di lunghezza 4.8 m con sezione rettangolare di base 0.40 m e di altezza 0.35 m. Essi sono stati pensati come nodi tipici di un edificio a 4 piani, con maglia dei pilastri di 4 m x 6 m. Sono stati dimensionati in modo da portare a formazione delle cerniere plastiche nelle travi (per il principio di gerarchia delle resistenze) per una forza orizzontale applicata sulla testa del pilastro pari a 180 kN, corrispondente ad un valore di taglio sismico di progetto in un pilastro alla base dell'edificio suddetto in una zona sismica di medio-alta intensità.

2.1 Nodo N. 1 in c.a. normale

Il nodo in c.a. normale viene indicato con numero 1. Il pilastro è armato con 12 barre di diametro 20 mm e staffe a 4 braccia di diametro 8 mm ad un interasse di 100 e 150 mm. Le travi sono armate con 8+8 barre longitudinali di diametro 16 mm e da staffe a 4 braccia di diametro 8 mm ed interasse compreso fra 80 e 120 mm.

Nella progettazione del nodo si è assicurato un rapporto di sovrarresistenza a flessione pari a 1.2 del pilastro rispetto alla trave.

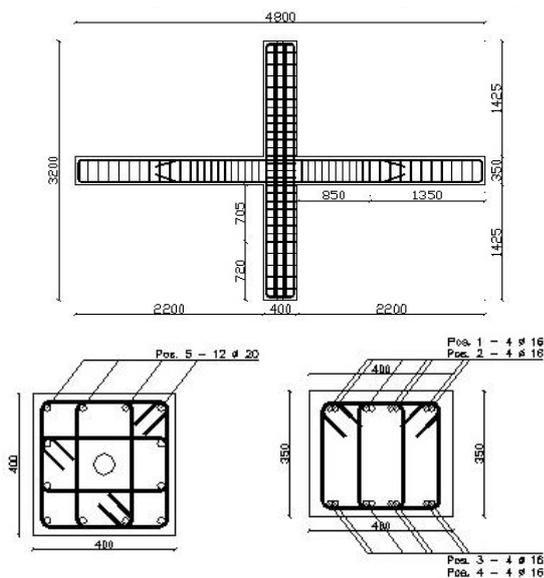


Figura 1 – Vista laterale e sezioni di pilastro e trave del nodo N. 1.

2.2 Nodi N. 2 e N. 3 con travi in struttura mista e pilastri in c.a. normale

Trattasi di nodi con pilastri in c.a. normale, armati come nel nodo N. 1, e travi composte di tipo REP[®]cls dotate di fondello in calcestruzzo. La continuità delle travi è assicurata

da due tralicci integrativi lineari che attraversano il nodo, lateralmente rispetto all'armatura di confezionamento delle travi (Fig. 2). Nel nodo N. 2 tali tralicci integrativi non hanno alcun collegamento reciproco, mentre nel nodo N. 3 i due tralicci sono collegati tramite delle barre trasversali superiori saldate con funzione di calastrelli (Fig. 3).

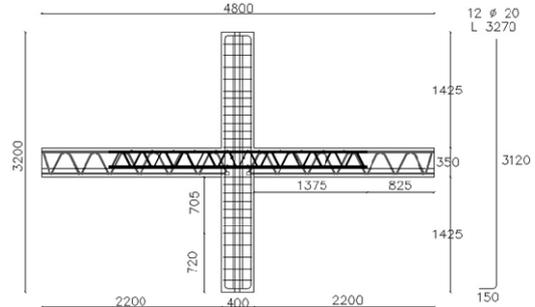
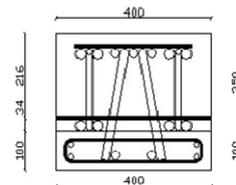


Figura 2 – Prospetto esecutivo nodo N. 2 e N. 3 con travi in struttura composta e pilastri in c.a. normale



Armatura aggiuntiva FeB44k (per simulare travetto con interasse 50 cm):
- superiore: 2 ϕ 14 ogni travetto
- inferiore: 1 ϕ 10 ogni travetto

Figura 3 – Sezione della trave dei nodi N. 3, N. 4 e N. 5 composta con zoccolo in calcestruzzo e traliccio integrativo a U rovescia

Ognuno dei tralicci integrativi è formato da 2 barre longitudinali superiori e inferiori di diametro 30 mm e da barre d'anima piegate e saldate di diametro 20 mm disposte ad un interasse di 260 mm.

I tralicci integrativi vengono inseriti nel nodo dopo il posizionamento dell'armatura del pilastro inferiore e l'appoggio delle travi ma prima del getto di completamento del solaio.

I momenti resistenti di progetto delle travi e dei pilastri rispettano gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze già adottati per i nodi in c.a. normale.

2.3 Nodo N. 4 con travi in struttura mista, pilastri in c.a. e traliccio integrativo a croce

Il nodo N. 4 differisce dai nodi 2 e 3 solamente per il fatto che i tralicci integrativi delle travi vengono saldati ad un traliccio che si inserisce nei pilastri, in modo da formare un traliccio integrativo a croce (Fig. 4).

Il traliccio integrativo a croce e le travi devono essere posizionate e sostenute provvisoriamente prima del getto del pilastro al piano inferiore. L'armatura dei pilastri si interrompe in corrispondenza del nodo. La gabbia di armatura dei pilastri deve essere conformata in modo tale da consentire l'agevole inserimento al suo interno della parte verticale del traliccio. In Fig. 5 vi sono le sezioni del pilastro e delle travi del nodo 4.

Anche in questo caso i momenti resistenti di progetto delle travi e dei pilastri rispettano gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze già adottati per i nodi precedentemente presentati.

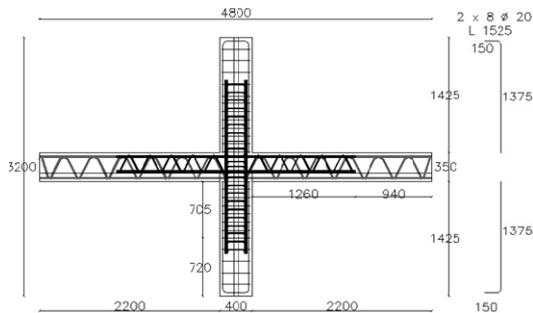


Figura 4 – Prospetto esecutivo nodo N. 4 con evidenziato il traliccio integrativo a croce

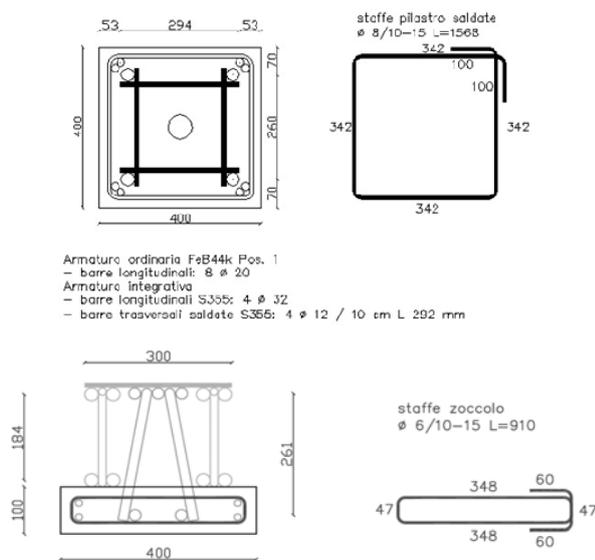


Figura 5 – Sezione del pilastro e della trave del nodo N. 4 con traliccio integrativo a croce

2.4 Nodo N. 5 con travi in struttura mista e pilastri misti incamiciati con traliccio integrativo a croce

Trattasi di un nodo con pilastri in c.a. incamiciati con profilo quadro in acciaio, travi con REP® cls con fondello in calcestruzzo e traliccio integrativo a croce, come nel nodo N.4, a ripristinare la continuità sia delle travi che dei pilastri.

L'armatura di travi e pilastri e anche quella del traliccio a croce sono le stesse del nodo N. 4. Solamente in questo caso il traliccio integrativo a croce ha maglie non rettangolari anche nei pilastri, come nel brevetto originario del nodo denominato SismiREP®.

La continuità della camicia in acciaio del pilastro, interrotta in corrispondenza del nodo, è parzialmente ripristinata mediante 4 barre filettate $\phi 20$.

La rappresentazione completa del nodo N. 5 è riportata nelle Fig. 6 e 7.

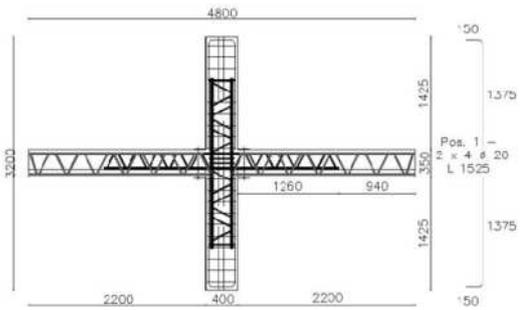
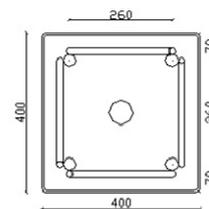


Figura 6 – Prospetto esecutivo nodo N. 5 con travi in struttura mista, traliccio integrativo a croce e pilastro incamiciato



Armatura esterna S 355
 - tubo: 400x400x8 mm L 1410 mm
 Armatura integrativa
 - barre longitudinali S355: 4 ϕ 32
 - barre anima piegate e saldate S355: 8 ϕ 16 / 58 cm L 594 mm
 - barre anima d'estremità S355: 4 ϕ 16 / 29 cm L 324 mm (orizzontali)

Figura 7 – Sezione del pilastro composto incamiciato del nodo N. 5 con inserito il traliccio a croce saldato.

3. RISULTATI DELLE PROVE SPERIMENTALI

Le prove sono state effettuate presso il laboratorio del Dipartimento di Costruzione e Trasporti dell'Università di Padova. Scopo delle prove era quello di verificare la duttilità e resistenza dei nodi a struttura mista, in confronto con quelli in c.a., e verificare l'influenza dei differenti tipi di tralicci di rinforzo che attraversano i nodi.

I nodi trave-pilastro sono stati vincolati tramite una cerniera alla base del pilastro e due bielle all'estremità delle travi e sono stati sollecitati mediante un martinetto a doppia azione che applicava uno spostamento orizzontale in sommità al pilastro (Fig. 8). Le prove sono di tipo quasi-statico e pertanto le forze di inerzia sono decisamente trascurabili.

Tale schema statico ha permesso di simulare l'effetto delle azioni orizzontali tipiche di eventi sismici sugli edifici. Per simulare la presenza di uno sforzo normale nel pilastro, è stata disposta una barra filettata all'interno di una guaina annegata all'interno del pilastro. Tale barra è stata serrata con una chiave dinamometrica per applicare una forza costante pari a 100 kN.

Per l'applicazione degli spostamenti in sommità al pilastro è stato utilizzato un martinetto Enerpac, di portata adeguata, e di corsa pari a 30 cm. Il carico applicato è stato letto mediante una cella di carico HBM con trasduttore da 250 bar in spinta e 500 bar in tiro.

Durante il corso delle prove i dati di carico, spostamento e deformazione sono stati acquisiti automaticamente e con continuità mediante opportuni strumenti di misura appositamente disposti.

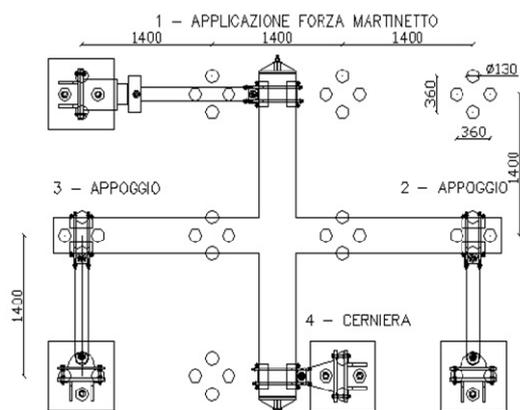


Figura 8 – Pianta del sistema di vincolo e applicazione carico del nodo trave pilastro in laboratorio di prove

Gli spostamenti misurati sono stati depurati dalle componenti di movimento a corpo rigido dovuti al gioco dei sistemi di vincolo. Così pure le forze applicate dal martinetto sono state depurate dagli inevitabili attriti del sistema di vincolo per ottenere le sollecitazioni effettive sulle membrature.

Sulle barre di armatura e sui tralicci integrativi si sono disposti degli strain gauges prima del getto di calcestruzzo per monitorare le deformazioni delle barre ai diversi livelli di carico.

I cicli di spostamento applicati dal martinetto sono stati di entità crescente anche oltre il raggiungimento dello snervamento della struttura. Si è proceduto con i cicli fino al raggiungimento della massima capacità di estensione del martinetto. Anche per effetto dei giochi dei sistemi di vincolo, la corsa limitata del martinetto non ha permesso di esaurire completamente la duttilità dei nodi trave-pilastro sebbene ciascuno di essi abbia maturato notevoli deformazioni plastiche.

3.1 Prova nodo N. 1

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di 50 kN, 100 kN, 150 kN e poi fino al raggiungimento del fine corsa del martinetto. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti massimi e minimi raggiunti.

La foto (Fig. 9) mostra il dettaglio della zona nodale alla fine dell'esperimento. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni formatesi all'aumentare dei cicli di spostamento: il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a ± 50 kN, il colore verde quelle comparse intorno ai ± 100 kN ed infine i colori viola e rosso indicano le fessure in corrispondenza degli spostamenti massimi imposti alla struttura.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata al nodo, a partire dagli spigoli di raccordo tra trave e pilastro. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese fino alla formazione della cerniera plastica sulle travi in prossimità del nodo.

Al momento della formazione della cerniera plastica nelle travi, il pilastro è rimasto ancora in campo elastico, rispettando così le caratteristiche prestazionali dettate dalla gerarchia delle resistenze.



Figura 9 – Particolare del pannello del nodo N. 1 dopo la prova

3.2 Prova nodo N. 2

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di ± 50 kN, ± 100 kN, ± 150 kN e poi fino alla corsa massima del martinetto. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti massimi e minimi raggiunti.

La foto in Fig. 10 è stata scattata a prova ultimata. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni in base all'entità dello sforzo a cui le stesse si sono sviluppate. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure presenti in concomitanza del massimo spostamento applicato.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata del nodo. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese interessando l'intera altezza delle travi, fino alla formazione di cerniere plastiche.



Figura 10 – Particolare del pannello del nodo N. 2 dopo la prova

3.3 Prova nodo N. 3

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di ± 50 kN, ± 100 kN, ± 150 kN e fino alla deformazione massima imposta. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti raggiunti.

La foto in Fig. 11 è stata scattata a prova ultimata. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni in base all'entità dello sforzo di comparizione delle stesse. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure alla rottura del nodo.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata del nodo, a partire dagli spigoli di raccordo tra trave e pilastro. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese alle travi, fino alla formazione delle cerniere plastiche in prossimità dei pilastri.



Figura 11 – Particolare del pannello del nodo N. 3 dopo la prova

3.4 Prova nodo N. 4

Il nodo è stato sottoposto agli stessi cicli di carico/spostamento dei nodi precedenti.

La foto in Fig. 12 è stata scattata a prova ultimata. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure in prossimità degli spostamenti massimi.

Si evidenzia in questa prova una maggiore fessurazione al centro del nodo, indice di una rottura all'interno dello stesso.



Figura 12 – Particolare del pannello del nodo N. 4 dopo la prova



Figura 13 – Particolare del pannello del nodo N. 5 dopo la prova

3.5 Prova nodo N. 5

Il nodo è stato sottoposto agli stessi cicli di carico/spostamento dei nodi precedenti.

La foto in Fig. 13 è stata scattata a prova ultimata. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore verde quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore rosso indica le fessure formatesi in prossimità alla massima deformazione raggiunta dal nodo.

Il primo ciclo di carico, a differenza delle prove precedenti, non ha prodotto una fessurazione interna al nodo,

ma solo delle fessurazioni sulle travi. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese al nodo, creando un campo fessurativo molto evidente e marcato, che si è insinuato pure nello zoccolo di calcestruzzo inferiore della trave.

4. PRINCIPALI CONFRONTI

Dal confronto dei nodi provati sperimentalmente, vengono tratte alcune importanti considerazioni.

Nei grafici (Figg. 14-17) vengono confrontate le curve forza applicata - spostamento interpiano delle coppie dei nodi 1-4, 2-3, 3-4 e 4-5.

4.1 Nodo N. 1 e Nodo N. 4

Le prove che riguardano il nodo N. 1 ed il nodo N. 4 sono le più ricche di informazioni in quanto sono stati effettuati più cicli anche dopo la formazione di cerniere plastiche.

Focalizzando l'attenzione sulla capacità dissipativa del nodo in campo plastico si osserva che l'effetto "pinching" è praticamente identico per i due nodi. Soprattutto nei semicicli di tiro, l'energia dissipata è quasi coincidente, confermando così le analogie di comportamento.

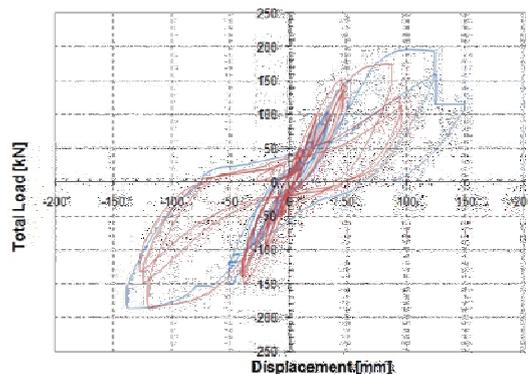


Figura 14 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 1 (in blu) e del nodo N. 4 (in rosso)

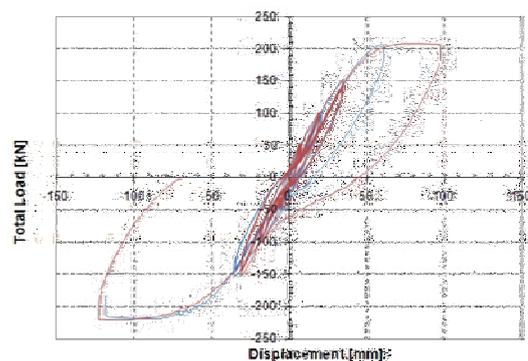


Figura 15 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 2 (in blu) e del nodo N. 3 (in rosso)

4.2 Nodo N. 2 e Nodo N. 3

I grafici di spostamento dei nodi N. 2 e N. 3 sono molto simili indicando un comportamento pressoché identico. La formazione delle cerniere plastiche inizia a partire da valori simili di spostamento circa 60 mm in spinta e 70 mm in tiro.

La differenza in termini di massimi spostamenti raggiunti dipende unicamente da come sono state condotte le prove e

non è imputabile ad un differente comportamento dei due nodi.

Quindi si può concludere che la mancanza di un collegamento saldato dei due tralicci aggiuntivi a cavallo del nodo non ha causato né minore resistenza, né minore duttilità del nodo N. 2 rispetto al nodo N. 3.

4.3 Nodo N. 3 e Nodo N. 4

I diversi tralicci integrativi non producono differenze sostanziali nel comportamento dei nodi. Anche se non son stati effettuati cicli in campo plastico nel caso del nodo N. 3, notiamo che i due nodi snervano per gli stessi valori di spostamento sia in spinta che in tiro.

I cicli intermedi (150 kN) producono spostamenti che differiscono tra i due nodi analizzati di quasi 10 mm. Il nodo con il traliccio a croce dimostra una rigidezza ed una resistenza leggermente minore rispetto a quella del nodo con traliccio a sviluppo solo lineare all'interno delle travi. I nodi dimostrano livelli di duttilità simili.

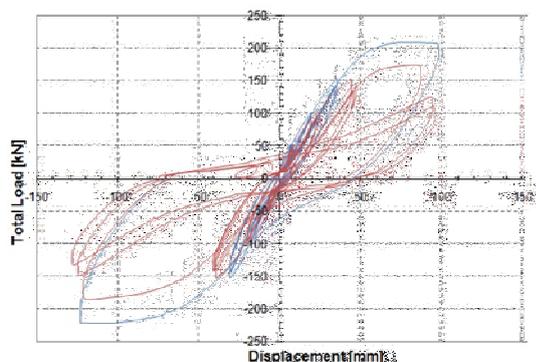


Figura 16 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 3 (in blu) e del nodo N. 4 (in rosso)

4.4 Nodo N. 4 e Nodo N. 5

Ambedue i nodi vedono la formazione delle rispettive cerniere plastiche all'incirca allo stesso valore di sollecitazione. Nonostante un comportamento fessurativo marcatamente diverso i due nodi mostrano praticamente lo stesso comportamento in termini di carico-spostamento, confermando che pur in assenza della incamiciatura in acciaio del pilastro la gerarchia delle resistenti trave-pilastro del nodo 4 è assicurata.

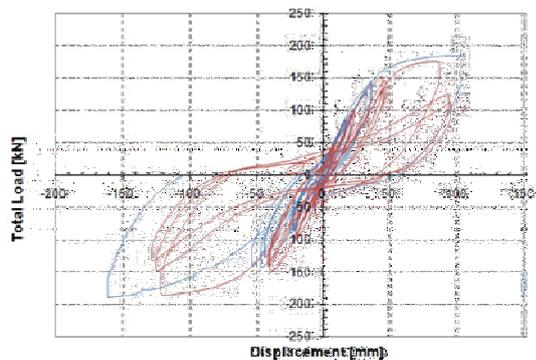


Figura 17 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 4 (in rosso) e del nodo N. 5 (in blu)

5. CONCLUSIONI

Da quanto esposto nei precedenti capitoli, le seguenti conclusioni possono essere tratte.

- i nodi sviluppati a struttura tralicciata mista hanno dimostrato resistenza e duttilità uguale a quella dei nodi in c.a. tradizionali progettati in classi di duttilità alta,
- tra i diversi tipi di tralicci integrativi che oltrepassano i nodi in strutture composte non ci sono significative differenze in termini di resistenza e duttilità,
- il pilastro incamiciato (nodo N. 5) ha preservato maggiormente integrità del pannello di nodo,
- l'interruzione dell'armatura dei pilastri nei nodi con traliccio a croce saldato (N. 4 e N. 5) riduce leggermente la resistenza totale del nodo, probabilmente per una maggiore penetrazione della cerniera plastica delle travi all'interno dei nodi, senza però diminuirne la duttilità.

RINGRAZIAMENTI

Lo studio sperimentale è stato possibile grazie al supporto economico e logistico di Tecnostrutture s.r.l. che ha anche fornito i campioni di prova.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C. AMADIO, L. MACORINI, S. SORGON, G. SURACI – (2008), Analisi di un sistema ibrido sismo-resistente costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo, *17° Congresso C.T.E. Roma, C.T.E.*, pp. 801-810.
- [2] G. AMATO, V. BADALAMENTI, P. COLAJANNI, L. LA MENDOLA – (2010), Comportamento ciclico delle connessioni tra travi prefabbricate reticolari miste e pilastri in c.a., *18° Congresso C.T.E. Brescia, C.T.E.*, pp. 3-12.
- [3] C. MAZZOTTI, L. VINCENZI, M. SAVOIA, M. FERRARI, – (2010), Comportamento di nodi trave-colonna di strutture parzialmente prefabbricate, *18° Congresso C.T.E. Brescia, C.T.E.*, pp. 255-265.
- [4] L. TESSER – (2009), Composite Steel Truss and Concrete Beams and Beam-Column Joints for Seismic Resistant Frames: Modelling, numerical analysis and experimental verifications, *Tesi di dottorato, Università degli Studi di Padova*, pp. 234.

UN CANALE NAVIGABILE PER COLLEGARE IL MARE ADRIATICO CON IL DANUBIO

Giuseppe Silvestro¹, Nicola Longarini², Nicolaos Spiliotopoulos³

1 Ingegnere, Consorzio CIS-E, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

2 Ingegnere, Professore a Contratto, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

3 Ingegnere, EXPO 2015 S.p.A.

SOMMARIO

In questa memoria sono presentate le linee guida progettuali del “Progetto Adriatico”, un’idrovia che permette di collegare il Mar Mediterraneo con i Mari del Nord attraverso un canale fluviale che supera le Alpi orientali e sfociante nel Danubio. La soluzione proposta consente di dimezzare gli attuali tempi di navigazione (ad oggi stimati in circa quindici giorni) alle navi che transitano attraverso il canale di Suez, per raggiungere i porti del Nord Europa. Il progetto include una galleria a doppio fornice per il superamento delle Alpi, con un ingresso a Trieste ed uno nelle vicinanze di Zagabria. La galleria ha una lunghezza di 120 km ed un dislivello di 140 m tra ingresso ed uscita. Pertanto, è necessario utilizzare un elevatore per navi per garantire il superamento di un dislivello di 100 m ed un sistema di chiuse per i restanti 40 m per ciascun fornice.

SUMMARY

In this paper is presented the outline design of “Adriatic Project”, concerning an inland waterway connecting the Adriatic Sea with the Danube River valley across Eastern Alps. Today ships transiting through the Suez Canal employ approximately fifteen days to circumnavigate the Europe continent before docking in northern ports. This new solution would take half time. The project includes a double bore water tunnel in order to allow the Alps crossing, starting from Trieste and ending near Zagreb. This tunnel has a length of 120 km and an elevation difference of 140 m between input and output. The elevation difference will be overcome by a ship elevator, one for each bore, which will raise ships to a height of 100 m, and a sluice-and-gate system of 40 m.

1. IL SISTEMA IDROVIARIO EUROPEO

1.1 La situazione attuale

Il sistema idroviario europeo è composto da una fitta rete di fiumi navigabili e di canali artificiali che permette di collegare l’Oceano Atlantico ed il Mar del Nord alle aree del continente europeo.

L’idrovia più recente è il cosiddetto Canale Reno–Meno–Danubio, inaugurata nel 1992, che unifica di fatto il sistema idroviario del Centro Europa con quello del Nord Europa, collegando il mare del Nord al bacino del Danubio. Tale Canale permette di dimezzare il percorso che congiunge il lago di Costanza al porto di Rotterdam, evitando così di circumnavigare il continente, passando da circa 6000 km a circa 3000 km.

E’ importante notare che la realizzazione di un collegamento tra il Mare Adriatico ed il Danubio rappresenta una pratica scorciatoia per collegare i porti europei dei mari del Nord sia con quelli del Mediterraneo, sia, attraversando il Canale di Suez, con quelli dell’Africa e dell’estremo Oriente affacciati sull’Oceano Indiano.

A riguardo, si evidenzia che il Canale di Suez rappresenta il punto nevralgico per il trasporto delle merci da e verso l’Europa con un flusso in continua crescita (basti pensare che il volume delle merci trasportate ha avuto, nel biennio 2003-2005, l’incremento del 22%, passando da 550 milioni di t del 2003 a 672 t del 2005).

Attualmente i nuovissimi porti commerciali egiziani godono dei suddetti benefici commerciali, garantendosi elevatissime quantità di merci in transito attraverso il Canale di Suez. In quest’ottica, anche i Paesi del Mediterraneo orientale potranno avere un forte sviluppo del sistema infrastrutturale locale.

1.2 La soluzione innovativa

Negli ultimi anni è tornato d’attualità il problema della riduzione di tempi e dei costi legati al transito delle merci. Una possibile ed audace soluzione a tale problematica è rappresentata dal Progetto Adriatico, che peraltro riprende quanto proposto nella conferenza di Osimo del 1986 circa la realizzazione di un collegamento fluviale tra l’Adriatico ed il Danubio. All’epoca si pensava, infatti, che la consistente rete



Figura 1 – Confronto tra le rotte presenti nel Mar Mediterraneo in direzione dei porti del Nord Europa con provenienza dal Canale di Suez ed il Progetto Adriatico (elaborazione su mappa di Google Earth)

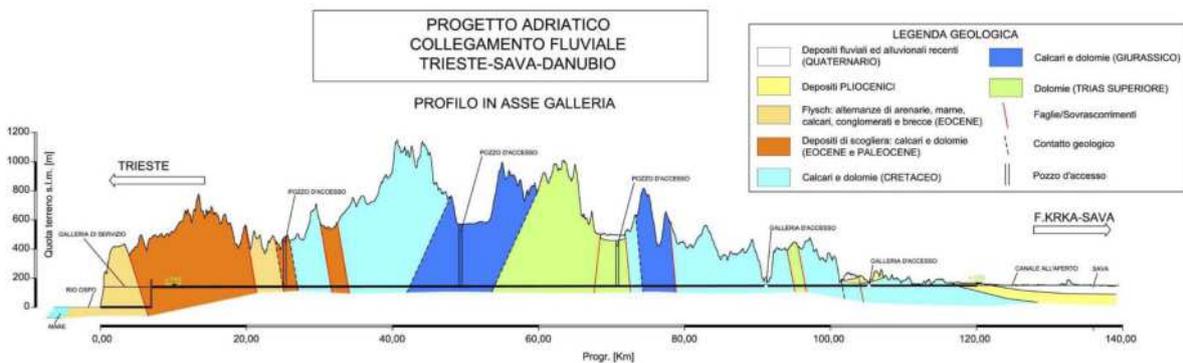


Figura 2 – Sezione trasversale della galleria fluviale del valico delle Alpi orientali, con indicazioni sulla geologia regionale

idro-fluviale europea potesse avere, attraverso il cosiddetto “Canale Adriatico”, uno sbocco nel Mediterraneo.

I benefici del Progetto Adriatico sui trasporti su acqua dell’Europa continentale sono evidenti: il percorso fra i porti del Nord (*in primis* Rotterdam) ed il Canale di Suez diventerebbe molto più breve, passando da circa 3300 nM a 2150 nM (Figura 1). Inoltre, se fossero realizzati gli esistenti progetti di interconnessione tra l’Elba, l’Oder ed il Danubio, fiumi che sfociano anche nel mar Baltico, con la realizzazione del “Canale Adriatico” si avrebbe la “diretta” connessione di tutti i mari del Nord Europa con il Mediterraneo.

2. GLI ASPETTI DI TRASPORTO

Da quanto esposto, il Progetto Adriatico è pertanto caratterizzato da un’idrovia che ha Trieste e Bratislava come capisaldi.

Questa nuova infrastruttura si propone di sviluppare il concetto di “Autostrada del mare”, con l’obiettivo di permettere la navigazione a qualsiasi tipologia di natanti in circolazione nella rete europea, compresa la classe V CEMT, o anche treni di natanti di classe paragonabile, per un volume totale di merci dell’ordine di 120 milioni t/anno.

Particolare importanza ha l’individuazione del tracciato ottimale, il quale presenta problematiche di natura geo-politica e tecnologica. Dal punto di vista progettuale, la soluzione ottimale prevede due importanti sfide di natura ingegneristica: il superamento della differenza di quota tra il Mar Adriatico e l’entroterra Balcanico (pari a circa 140 m) e delle asperità orografiche del sistema Carso-Alpi Giulie. Per superare tali difficoltà si prevede la realizzazione di due chiuse, di un pozzo sotterraneo per il sollevamento elettro-meccanico dei natanti e due gallerie (una per senso di marcia), ad asse praticamente orizzontale, che si sviluppano per circa 120 km fino alla sezione di sbocco in territorio croato, alla confluenza tra la Sava e la Krka (nella valle di Novo Mesto, nei pressi di Zagabria).

Il tracciato prosegue poi con una classica idrovia a cielo aperto con direzione Zagabria, superata la quale, il tracciato devia verso Nord, attraversando le alture di Bilogora, varcando così il confine con l’Ungheria (in corrispondenza della confluenza tra Drava e Mura). Infine, il restante percorso verso Nord si ricongiunge con il Danubio nei dintorni di Bratislava.

3. LE STRUTTURE

3.1 Le gallerie

Dal punto di vista strutturale, il Progetto prevede che le gallerie di valico delle Alpi (Figura 2) siano progettate e realizzate attraverso l'approccio di analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e suoli (A.DE.CO.-R.S.).

Le dimensioni delle gallerie fluviali non sono molto differenti da quelle realizzate per le principali infrastrutture autostradali, a tre corsie più quella di emergenza per senso di marcia. Infatti, la sezione della galleria deve soltanto consentire lo spazio minimo indispensabile per il transito dei natanti, compreso un franco minimo di sicurezza e le due banchine per la collocazione dei binari dei locomotori elettrici adibiti al traino delle navi (Figura 3). Dalle analisi di trasporto emerge che l'altezza libera tra la calotta e l'arco rovescio della galleria risulta essere pari a 15.30 m, mentre tra i piedritti la distanza raggiunge i 17.80 m.

Dal punto di vista esecutivo, la vera sfida ingegneristica per la realizzazione dei tunnel fluviali deriva dalle elevate coperture in gioco, paragonandoli a vere gallerie di traforo. Pertanto, è indispensabile un'accurata progettazione delle caratteristiche meccaniche dei conglomerati cementizi da utilizzare, in modo da preservare le strutture sottoposte ad elevate azioni sollecitanti e da garantirne la sicurezza in caso d'incendio (fenomeni di "spalling").

Per quanto concerne la sicurezza delle strutture e dei mezzi, bisogna considerare anche la notevole lunghezza del tracciato, privo di sbocchi d'emergenza. Pertanto, per venire incontro a queste esigenze di sicurezza, nella soluzione ottimale è prevista la realizzazione di cinque pozzi verticali di accesso, utilizzati durante la fase costruttiva come vie di fuga e in esercizio come accessi per la manutenzione.

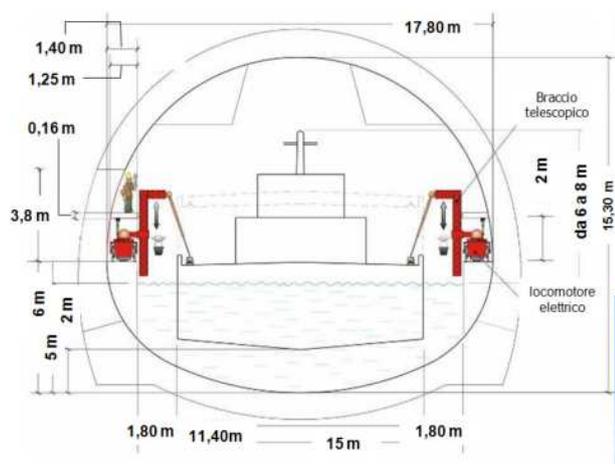


Figura 3 - Sezione tipo delle gallerie fluviali

Infine, dal momento che i natanti sono trainati a mezzo di locomotori elettrici (che si muovono parallelamente al tracciato), l'ambiente interno delle gallerie non risulta particolarmente aggressivo per i calcestruzzi, dovendosi soltanto rispettare la condizione di ambiente marino nella classe XS3.

3.2 Il sollevamento dei natanti

L'imbocco lato Adriatico dell'idrovia si colloca in prossimità di Trieste ad una quota di circa 5 m s.l.m., mentre l'imbocco lato Croazia si trova ad una quota di circa 145 m s.l.m.

Pertanto, per ovviare al notevole dislivello presente tra i due imbocchi di Trieste e del Krka, consistente in circa 140 m, il Progetto prevede di ricorrere ad un sistema di due chiuse posizionate ai due imbocchi delle gallerie per il superamento dei primi 40 m di dislivello e ad un sollevamento mediante impianti a fune verticale in pozzo per i restanti 100 m di dislivello.

Il sistema di chiuse previsto per il Progetto Adriatico è già utilizzato, con dislivelli minori, in molte idrovie europee (in Germania lungo l'Elbe-Seiten Kanal ed in Belgio lungo il Canal du Centre), mentre il sollevamento verticale meccanico ha trovato un'applicazione estrema in Cina nei pressi dello sbarramento delle "Tre Gole", dove la differenza di livello è di ben 113 m (Figura 4).

I due "ascensori" in pozzo si collocano ad una distanza di circa 20 km dall'imbocco lato Trieste, in modo da evitare la zona a comportamento carsico.

Per quanto riguarda il traino dei natanti all'interno delle gallerie, il Progetto prevede l'utilizzo a prua di due locomotori elettrici a quattro assi e due carrelli, con scartamento metrico e trazione trasmessa da motore lineare. Altri due locomotori guidano i natanti a poppa. Pertanto, tali mezzi devono essere forniti di bracci telescopici articolati così da poter agganciare le bitte di ormeggio dei natanti.

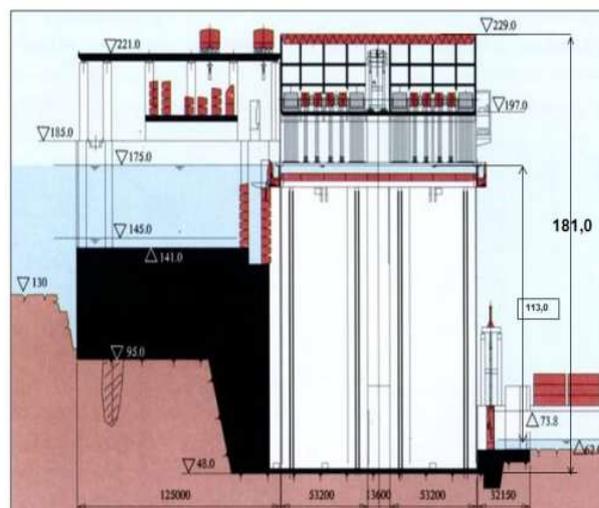


Figura 4 - Sistema di sollevamento presso lo sbarramento delle Tre Gole in Cina, dislivello 113 m

Superate le Alpi, l'idrovia si propone come un classico canale che si snoda dalla valle di Novo Mesto in Slovenia, ove scorre la Krka, fino a raggiungere il corso della Sava. Questo percorso potrebbe utilizzare, in alcuni tratti, alvei fluviali esistenti, ma da adeguare alle esigenze dei natanti con modeste sistemazioni, a patto che ciò venga consentito dalla UE, in quanto la Direttiva 2000/60/CE del 23/10/2000 sancisce l'impossibilità di modificare l'uso dei corsi d'acqua naturali. In caso contrario, si dovrebbe realizzare ovunque un'idrovia artificiale con canali adiacenti a quelli dei corsi d'acqua a questo punto non utilizzabili.

Per il superamento del dislivello orografico di Bilogora, come pure per le chiuse agli imbocchi delle gallerie, il Progetto prevede la realizzazione di opportune chiuse, così come è stato svolto per l'idrovia Reno-Meno-Danubio nella tratta tra Bamberg e Kelheim, che presenta caratteristiche plano-altimetriche simili a quelle della tratta qui sopra considerata (Figura 5).

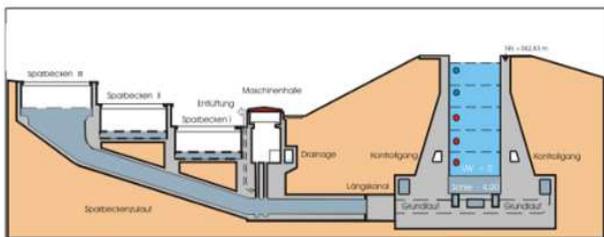


Figura 5 – Schema di funzionamento della chiusa di Kelheim, dislivello 22 m, (fonte DWSV)

4. I CALCESTRUZZI STRUTTURALI

4.1 Calcestruzzi ad alte prestazioni

La realizzazione di importanti opere in calcestruzzo non può prescindere dalle nuove tecnologie per la progettazione di miscele cementizie innovative e all'avanguardia.

Infatti, la ricerca di nuovi calcestruzzi, in grado di garantire una maggiore impermeabilità ed una migliore resistenza agli attacchi chimici, ha portato anche ad un generale incremento della resistenza meccanica degli stessi.

Oggi, la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato con caratteristiche meccaniche superiori a 50÷80 MPa in opera non è così inusuale.

Per fare un esempio attinente al Canale Adriatico, nella costruzione del tunnel sotto la Manica sono stati utilizzati calcestruzzi con una resistenza cilindrica di circa 70 MPa a 28 giorni, giunta poi a circa 80 MPa dopo alcuni anni (come emerso dalle analisi eseguite sulle strutture dopo l'incendio occorso alla fine degli anni '90).

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi ad alte prestazioni (detti HPC, ossia "High Performance Concrete") sono garantite dall'utilizzo nella composizione della miscela di additivi, di aggiunte minerali a comportamento pozzolanico (ad esempio ceneri volanti o micro silice), di fillers (ad esempio la polvere di calcare) o ancora di cementi solfati.

Un'ulteriore tipologia di calcestruzzi di nuova generazione è rappresentata dai calcestruzzi "autocompattanti" (detti SCC, ossia Self Compacting Concrete) i quali non necessitano di compattazione durante la posa, permettendo così di ottenere strutture con una bassissima porosità del materiale, oltre ad una apprezzabile finitura superficiale.

Inoltre, la combinazione nella miscela cementizia delle componenti distintive dei suddetti calcestruzzi permette di ottenere sia ottime caratteristiche fisiche e meccaniche che una buona durabilità ed affidabilità strutturale.

Infatti, attraverso lo studio di appositi mix-design è possibile migliorare anche le caratteristiche di resistenza sotto eventi "eccezionali", come l'incendio. A riguardo, risulta molto importante, soprattutto per le gallerie, lo stato critico del materiale, che non è legato soltanto alle alte temperature, ma anche al cosiddetto "shock termico". La concomitanza di queste due condizioni provoca effetti negativi alle proprietà dei calcestruzzi: in particolare ne determina il decadimento della resistenza meccanica ed il fenomeno dello "spalling", dovuto all'instaurarsi di alte pressioni del vapore all'interno dei pori della matrice cementizia con autotensioni interne al materiale, a seguito dell'esposizione dei calcestruzzi ad alte temperature.

Il fenomeno dello "spalling" si presenta alle alte temperature (comprese tra 200÷400° C) e può manifestarsi sia in forma progressiva, con il distacco di materiale in forma continuativa con il permanere delle alte temperature causate dall'incendio, oppure in forma esplosiva, con il distacco di grandi superfici di materiale, mettendo a rischio la capacità portante del singolo elemento strutturale.

L'impiego di un contenuto modesto di fibre in polipropilene rispetto al volume della miscela cementizia, in genere compreso tra 0,1÷0,3%, permettono di limitare lo "spalling", senza incidere sul comportamento proprio a temperatura ambiente.

Il problema della resistenza allo shock termico è molto dibattuto: da numerosi studi sul tema, emerge la forte sensibilità alle alte temperature degli HPC rispetto ai NPC (Normal Performance Concrete), con un comportamento del tutto simile in "after shock", ovvero nella fase successiva al primo incremento delle temperature ed al successivo abbassamento.

In generale, emerge che i calcestruzzi composti da aggregati basaltici e cementi con polveri di calcare sono leggermente più resistenti alle alte temperature.

4.2 Durabilità

Come è ampiamente noto, la durabilità del calcestruzzo è legata alla porosità della matrice cementizia ed alla presenza di fessure superficiali che permettono l'infiltrazione degli agenti aggressivi, oltre all'aria stessa.

La riduzione della percentuale di vuoti è in parte risolta mediante l'utilizzo degli SCC ed anche ricorrendo ad una progettazione più attenta delle miscele che, con rapporti acqua/cemento bassi ed impiegando additivi fluidificanti, permette di ottenere contemporaneamente ottimi risultati prestazionali, anche in termini di resistenza meccanica.

Diversamente, il problema delle fessure presenti soprattutto in superficie è legato a diversi fattori, tra i quali la progettazione della miscela, ma anche alle fasi di messa in opera e maturazione. In genere, la presenza di fibre metalliche o plastiche nella miscela apporta un miglioramento alle condizioni del calcestruzzo superficiale, riducendo così l'apertura delle fessure.

Questo effetto è dovuto alla maggiore resistenza a trazione delle fibre comprese nell'impasto rispetto alla matrice cementizia. Infatti, sono proprio le fibre a sopportare le autotensioni di trazione che insorgono nel calcestruzzo e che, a causa della scarsa resistenza a trazione della matrice cementizia, portano all'innescio ed all'apertura delle fessure.

4.3 La progettazione e la composizione delle miscele

Dal punto di vista puramente compositivo, ciò che caratterizza gli HPC, come pure gli SCC, è l'elevato rapporto tra la quantità di matrice cementizia ed aggregati rispetto a quello dei NPC. Ciò non è dovuto, in generale, all'utilizzo di maggiori quantitativi di cemento, ma all'impiego di fillers ad elevata area superficiale, come le ceneri volanti o il fumo di silice, comportando al tempo stesso bassi valori del rapporto acqua/legante equivalente. Inoltre, l'utilizzo di inerti di frantumazione, dalle superfici scabre, come graniti e basalti, costituisce un importante punto di forza del sistema strutturale.

Le condizioni morfologiche dell'area interessata dal Progetto Adriatico permettono l'utilizzo dello smarino proveniente dallo scavo delle gallerie: ciò favorisce, per giunta, la produzione dei calcestruzzi di nuova generazione.

Inoltre, è necessario precisare che il conseguimento di buone resistenze meccaniche deriva anche dalle fasi di miscelamento dei componenti. Infatti, per poter realizzare le miscele di questi calcestruzzi innovativi, è necessario fornirsi di impianti con premiscelatori al fine di garantire una buona dispersione delle particelle fini insieme ad una omogeneizzazione della matrice cementizia. Questo aspetto consente anche di ridurre la porosità nella zone di contatto tra la matrice cementizia ed il singolo aggregato, in cui spesso si possono presentare brusche variazioni del rapporto acqua/legante che ne comportano, necessariamente, un aumento della porosità.

In generale, l'impiego di cementi dalle buone prestazioni (principalmente CEM 42.5 e 52.5) con l'aggiunta di fillers intorno la 30% in rapporto al contenuto di cemento portano ad ottenere rapporti acqua/legante equivalente variabili tra 0.19 e 0.25. Questi valori, complice l'impiego di fibre polimeriche in dosaggi di 1÷2 kg/m³ ed anche di additivi fluidificanti acrilici, possono garantire alte resistenze meccaniche, basse porosità e, conseguentemente, un'ottima durabilità del materiale.

5. CONCLUSIONI

In questa memoria si è presentata una sintesi delle linee guida per la realizzazione di un canale idroviario che permette di collegare il Mare Adriatico al Danubio, con conseguente prolungamento fino al porto di Rotterdam.

Si è visto inoltre come la realizzazione del Progetto Adriatico, nella sua complessità ingegneristica, è strettamente legata, per le ragioni sopra esposte, all'impiego dei calcestruzzi ad alte prestazioni.

Dal punto di vista strategico, l'integrazione del canale Adriatico con l'esistente sistema di trasporto idro-fluviale offrirebbe ai mercati europei una soluzione alternativa, capace di apportare un risparmio complessivo sia in termini di costi che di tempi, grazie alla notevole riduzione delle distanze di navigazione.

Le navi, che attualmente impiegano circa quindici giorni dal Canale di Suez all'attracco nei porti del Nord Europa, con la soluzione adriatica dimezzerebbero il tempo del percorso. Tale risparmio avrebbe effetti positivi anche sulle esternalità negative del trasporto, quali il minor inquinamento ed il minor consumo energetico, oltre che sui tempi di distribuzione.

Con la realizzazione di questa grande opera sovranazionale si costituirebbe, di conseguenza, un sistema di trasporto integrato, detto appunto, "Canale Adriatico – Suez", che rappresenterebbe concretamente il concetto di "Autostrada del Mare", enunciato nel Libro Bianco dei trasporti europei del 2001.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il prof. ing. Antonio Migliacci, tra i principali fautori del progetto, che con la sua instancabile attività ha permesso la realizzazione di questi studi e la stesura delle linee guida di progetto.

Lo stesso ringraziamento va esteso, inoltre, al Consorzio CIS-E presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, nella persona del suo Presidente, il prof. Alberto Franchi, che ha in parte finanziato questi studi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BINDI R., BOSCACCI F., MENAFOGLIO G., MIGLIACCI A., PASSONI G.– (2007), The adriatic Project: State-of-the-Art Report on the Trieste-Danube Waterway. "Gallerie e grandi opere sotterranee", No.80, Milano.
- [2] EUROPEAN COMMISSION (2001) – European book of Transportation. *Final Draft*.
- [3] MIGLIACCI A. – (2007), IL PROGETTO Adriatico nell'ambito delle idrovie europee. Invited lecture at the Workshop on 80th Anniversary of Graduate School "Pesenti Brothers" on R/C Design – Politecnico di Milano, Milano.
- [4] Migliacci A. – (2007), il progetto Adriatico: un'idrovia da realizzare nella realtà contemporanea. *Giornale dell'Ingegneria Italiana*, No. 15,2007, pp.6-7.
- [5] MIGLIACCI A., SILVESTRO G. (2007) – Il Progetto Adriatico: l'idrovia Trieste – Danubio nell'ambito delle idrovie europee. *Prolozione press oil Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.
- [6] MIGLIACCI A., SILVESTRO G.,(2007) Outline of the "Adriatic Project" for an inland water way connecting the Adriatic Sea and the Danube River.*Studies and Researches*, 307-320.- No. 27, Starrylink Editrice, Brescia.
- [7] F. MASO – (2007), The bond between aggregate and hydrated cement paste, *Proceeding of the Seventh International Congress on Chemistry of Cements*, Vol.1: VII-1/3, VII-1/5, Edition Septima, Parigi
- [8] GAMBAROVA P.G. ET AL. (2010) ,Innovative materials for tunnel linings. *Costruction methodologiese and structural performances of tunnel linings*, 19-52. Starrylink Editrice, Brescia.

PROGETTO ESECUTIVO DI ESTREMA URGENZA PER LA RIABILITAZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE E PEDONALE SUL PONTE SUL FIUME CORACE A GIMIGLIANO

Enzo Siviero¹, Alessandro Stocco², Andrea Totaro³

1 Prof. Ing. Arch. HC Enzo Siviero, Full Professor of Theory and Bridges Design at University IUAV of Venice, ITA

2 Architect Phd Student ETCAEH University of Nova Gorica ,partner Progeest Srl Padova, ITA

3 Engineer Phd Student Department of Civil, Architectural, Environmental and Land Planning Engineering, University of Brescia, ITA

SOMMARIO

L'evento alluvionale che nel Febbraio del 2010 ha causato la chiusura del ponte sul fiume Corace a Gimigliano ha reso necessario un urgente e quanto mai necessario intervento di salvaguardia del ponte mirato alla riapertura del traffico sul ponte stesso. Una successiva fase di progettazione prevede inoltre l'adeguamento del ponte alle normative vigenti mediante una rifunzionalizzazione generale.

I due interventi, che saranno realizzati in due fasi temporali distinte, sono strettamente connessi in termini di progettazione: la prima operazione, da eseguirsi con la massima urgenza, mira alla riapertura in sicurezza del traffico sul ponte. La seconda operazione prevede l'allargamento del ponte esistente fino alla larghezza di 8,5 metri oltre all'affiancamento di due passaggi ciclopeditoni.

SUMMARY

The flood event in February 2010 that caused the closure of the bridge over Corace river in Gimigliano made it necessary, urgent and imperative safety measures for the bridge itself to reopen it to traffic, and also highlighted the need for compliance to current standard and rules of this work.

Two interventions have been developed, temporally distinct, but closely related in terms of design: the first operation, to be executed with the utmost urgency, consists in taking safety measures for the bridge in order to allow the reopening to traffic; the second operation, which will be further developed into a planning phase, consists in the enlargement of the existing bridge until the width 8.5 meters of pedestrian traffic, in the construction of two footbridges alongside the bridge itself and seismic adaptation, required by current regulations, of the new system implemented.

1. PREMESSA



Fig. 1 Ponte sul Corace al termine dei lavori

L'opera, quest'opera, è una delle più ardite di tipologia Maillart mai realizzate da Adriano Galli. Primo esempio di ponte stradale in cemento armato a volta sottile ed impalcato irrigidente nel Mezzogiorno, supera 170 metri con due viadotti di accesso formati da un impalcato a tre robuste travi continue su più appoggi ed una possente, quanto snella, arcata centrale di 80 metri.

Il dissesto che ha causato l'inagibilità del ponte pone prepotentemente due questioni essenziali: una di carattere prettamente funzionale e di "somma urgenza", l'altra di ordine culturale e filologico per la necessità di una sua riabilitazione con adeguamento sismico ampliandone le funzioni.

Il carattere di urgenza va risolto in una prima fase: riportare celermente il ponte in condizioni di agibilità, quanto meno per un traffico limitato ai mezzi leggeri.

La rifunzionalizzazione, operata in una seconda fase, mira ad adeguare l'attraversamento ai nuovi compiti che l'infrastruttura deve svolgere, eliminando la commistione tra pedoni e veicoli e nel contempo adeguare simicamente l'opera stessa.

Avendo a mente che l'adeguamento sismico dell'opera esistente richiama la necessità di una sua temporanea chiusura al traffico per un periodo non breve, emerge la necessità di un intervento preventivo, capace di garantire il transito quantomeno limitato ai mezzi leggeri.

2. SULLA QUESTIONE ARCHITETTONICA

Il ponte realizzato da Adriano Galli, se pur ferito, si mostra oggi ancora maestoso e slanciato nel gesto del collegamento dei due alti versanti del rio Corace. L'opera è caratterizzata da una pulizia formale statica chiara e leggibile.

L'approccio statico della concezione architettonica sugli aspetti strutturali vuole, in questo caso, caratterizzarsi nel binomio forma-funzione, mantenendo, anche per il nuovo

intervento, quei caratteri di chiarezza e leggibilità formale che già hanno caratterizzato l'opera di Galli.

Le due fasi del progetto generale prevedono in un primo step gli interventi necessari alla riapertura al traffico del ponte, ed in un secondo momento l'allargamento funzionale con l'affiancamento di due passaggi pedonali alla carreggiata centrale. L'intervento complessivo è quindi programmato nelle due fasi esecutive tra loro coordinate, in quanto conseguenti e legate da una relazione dicotomica all'interno di una logica assai stringente.

La prima fase di intervento prevede, oltre che al rinforzo generale ed il sollevamento dell'impalcato, anche la realizzazione della nuova spalla in destra idraulica, già predisposta ad accogliere gli allargamenti pedonali, al fine di evitare, nella seconda fase dell'intervento, interruzioni sostanziali del traffico.

La seconda fase dell'intervento si risolve nella realizzazione di un fuso scatolare/reticolare metallico avente la funzione di piedritto, che opponendosi a terra alla spinta dell'arco in calcestruzzo, sostiene nel suo sviluppo, l'allargamento pedonale, offrendo, assieme alle reticolari spaziali metalliche di bordo, un nuovo sostegno all'impalcato, in sostituzione dei dismessi piedritti del viadotto di approccio.

Due nuovi impalcati sostenuti da travi reticolari longitudinali, in affiancamento al ponte esistente, e sorretti da una coppia di "possenti braccia" quasi a testimoniare la reinterpretazione del mito di Atlante. La loro funzione è temporalmente duplice, in un primo momento, durante i lavori di consolidamento del ponte esistente, consentire il transito dei mezzi leggeri mantenendo così la continuità veicolare. A lavori ultimati, e in via definitiva, fungere da ampi percorsi ciclopedonali, quasi un ponte-piazza e luogo di sosta per consentire l'affaccio a monte e a valle per godere di una vista panoramica mozzafiato.



Fig. 2 Rifunzionalizzazione dell'attraversamento

2.1 Ricerca, forma, funzione.

Le nuove e diverse tecnologie, oggi a disposizione, permettono di trattare l'attraversamento come un oggetto evoluto, composto da più parti intese, sia come sistemi meccanici interattivi, sia come combinazione di materiali utilizzati. Il tutto nell'intento di svolgere compiutamente il tema, affrontandolo con modi e metodi che è il ponte stesso a suggerirci. Nel connubio tra forma e funzione, si rivela il suo evolversi determinando il percorso e gli strumenti indispensabili per la concretizzazione statica della metafora universale: il ponte che unisce.

Con queste premesse, il progetto trova una sua configurazione preliminare dopo aver percorso alcuni passaggi al fine di pervenire ad un risultato allo stesso tempo soddisfacente e condiviso, nella compatibilità con l'opera esistente che va non solo salvaguardata nella sua integrità formale, quantomeno per la splendida arcata che ne caratterizza il pathos, ma se

possibile anche valorizzata determinandone una visione quasi di gioiello incastonato in una cornice capace di convogliare lo sguardo direttamente al centro di un'opera che vive, splendendo di luce propria.

I due allargamenti simmetrici, oltre a svolgere la funzione transitoria di consentire il transito veicolare, sia pur limitato alle sole autovetture, durante l'esecuzione dei lavori sull'opera principale, trova motivazione da un lato per la possibilità di sostenere l'impalcato a seguito dell'eliminazione dei piedritti compromessi almeno da un lato dalla frana (ancor oggi non pienamente stabilizzata). Dall'altro la possibilità di utilizzare un ampio percorso ciclopedonale atto ad accogliere la percorribilità a misura d'uomo consentendo altresì il pieno godimento di una vista di straordinaria valenza emotiva sia a valle sia a monte.



Fig. 3 Diverse simulazioni cromatiche del modello contestualizzato

Elemento di ulteriore riflessione è dato dallo studio dei cromatismi che in prima istanza potrebbero orientarsi su una protezione superficiale dei calcestruzzi, bianco ghiaccio, in parziale contrasto/dialogo con gli elementi metallici che potrebbero esprimersi in grigio antracite o altre colorazioni da studiare mediante opportune simulazioni a livello di rendering. Infine s'intende proporre uno studio sulla illuminazione mediante LED a cromatismo anche variabile in modo da articolare in diversi modi il rapporto tra l'oggetto e la sua godibilità esterna, anche nelle suggestioni notturne.

Tutto questo in vista di un epilogo che potrà vedere l'oggetto nella sua completezza tra storicità e contemporaneità come momento attrattivo anche ai fini turistici. In tal senso l'occasione può essere tale da consentire un ulteriore sviluppo dei due borghi che potranno così trovare ulteriori elementi per accogliere visitatori curiosi di un passato che si proietta verso il futuro.

L'approccio al tema dell'attacco a terra e dello studio della reticolare, si è articolato attraverso diverse tappe progettuali significative. Da una prima proposta 'a spillo' dove si concentravano sia fisicamente che formalmente le forze a scendere in un unico punto, è stata poi studiata la possibilità di realizzare un portale capace di accogliere il flusso di forze

determinate dalla spinta dell'arcata centrale, costituendo veri e propri canali statici. Ciò significa mettere in adeguato rilievo un vero e proprio gioco integrale di scambi di sollecitazioni tra vecchia e nuova struttura.

Un successivo passo vede la proposta di un fuso scatolare metallico, ulteriormente articolato con l'introduzione di un secondo braccio, costituendosi così una plasticità architettonica capace di trasmettere la suggestione dell'insieme di forze tra loro variamente connesse.

La proposta finale è articolata con una trasformazione del fuso scatolare mediante uno scavo virtuale tale da mimare l'evoluzione dal pieno al vuoto gradualmente riducendo le dimensioni delle aste fino ad arrivare alla vera e propria travatura reticolare che si connette mediante un particolare raccordo alla trave longitudinale. In questa soluzione si è voluto diradare al massimo l'insieme delle aste di parete per articolare quanto più possibile la piena permeabilità visiva a tutto vantaggio di una lettura formale del ponte storico solo parzialmente filtrata dalla nuova opera.

3. L'ATTRAVERSAMENTO ED IL DISSESTO



Fig. 4 Localizzazione su ortofoto e immagine della frana

Il ponte è sostanzialmente costituito da una struttura ad arco e due viadotti di approccio sui quali insiste una struttura in calcestruzzo a travi irrigidenti; sopra di esse poggia la soletta ed il cassonetto stradale.

L'impalcato è costituito da tre travi continue ad L, che partono dalla spalla e arrivano alla quarta pilastrata; hanno una altezza

di 2.00 metri ed una larghezza di 30 cm; ognuna di esse scarica sul relativo pilastro facente parte della pilastrata.

I tre pilastri che costituiscono le varie pilastrate sono di due tipi: quelli della prima misurano una larghezza di circa 80 cm, quelli delle altre misurano circa 125 cm. In entrambi i casi lo spessore risulta essere di circa 35 cm.



Fig. 5 Principali quadri fessurativi sulle pilastrate

L'analisi svolta riguarda il viadotto di approccio e la relativa spalla in destra idraulica, in quanto porzione effettivamente danneggiata dagli eventi franosi: sulla parte interessata, il piano carrabile presenta un cedimento relativo rispetto al resto del piano viario dovuto alla traslazione e all'abbassamento della prima pila subito dopo il completo distacco della sezione resistente dall'impalcato.

E' attualmente difficile valutare lo stato di fatto della spalla e dell'attacco delle pilastrate all'assetto fondazionale in quanto zone coperte da detriti che rendono difficoltoso il controllo.

La prima pilastrata è completamente danneggiata in quanto tutti e tre i piedritti risultano lesionati con schiacciamento e distacco completo del calcestruzzo.

La seconda pilastrata, mostra chiaramente la logica delle azioni che hanno originato lo spostamento della struttura: tutti i piedritti risultano ruotati in senso orario, presentano lesioni lungo la parte esterna delle fibre tese in basso e sono divelti all'appoggio.

La terza pilastrata, visivamente, risulta avere lesioni di lieve entità come così la quarta che appare la meno danneggiata.

La prima campata misura una luce di 10.35 m e le travi che la costituiscono risultano tuttora parzialmente integre e con poche lesioni, la seconda misura 12.50 m e presenta visibili lesioni, la terza e la quarta misurano 11.60 m. La terza campata presenta delle lesioni in mezzeria in corrispondenza soprattutto della trave centrale per il superamento delle tensioni massime di esercizio dovute al massimo momento.

Il processo cinematico che ha originato le lesioni così come sopra visivamente analizzate e descritte è da attribuirsi ad un cedimento del terreno su cui poggia la spalla in destra

idraulica e della prima pilastrata sempre in destra idraulica, dando così luogo al taglio dei pilastri della prima pila e relativo cedimento delle travi dell'impalcato con conseguente lesioni delle travi che lo costituiscono.

Per mettere in sicurezza il ponte bisogna anzitutto prevenire ulteriori spostamenti delle fondazioni e ripristinare la configurazione statica iniziale del manufatto: il tutto verrà realizzato nel susseguirsi delle lavorazioni relative all'intervento al piede delle pile, all'intervento di realizzazione delle due semispalle e del muro di sostegno ad esse integrato e per finire con il sollevamento ed il riposizionamento delle travi in calcestruzzo.

4. LE INDAGINI SUI MATERIALI E SUL TERRENO

Preliminarmente alla fase progettuale è stata predisposta ed effettuata una completa campagna di indagini sperimentali, volta ad offrire sia un quadro dello stato di conservazione complessivo dell'opera, sia una conoscenza più approfondita dello stato di degrado raggiunto nelle parti del ponte più interessate dal dissesto. Le linee progettuali da perseguire nelle due fasi di progettazione sopra esposte sono state delineate anche alla luce delle risultanze di tali indagini.

Si sottolinea infatti che in prima istanza l'Amministrazione locale aveva anche preso in considerazione l'ipotesi di demolizione completa del ponte e sua sostituzione con un nuovo manufatto. Ma la necessità di conservare un'opera di tale importanza, correlata a risultati delle indagini anche migliori rispetto alle aspettative, hanno portato ai progetti di restauro conservativo oggetto della presente memoria. Si riportano in seguito le immagini relative alla localizzazione delle prove effettuate sui materiali.

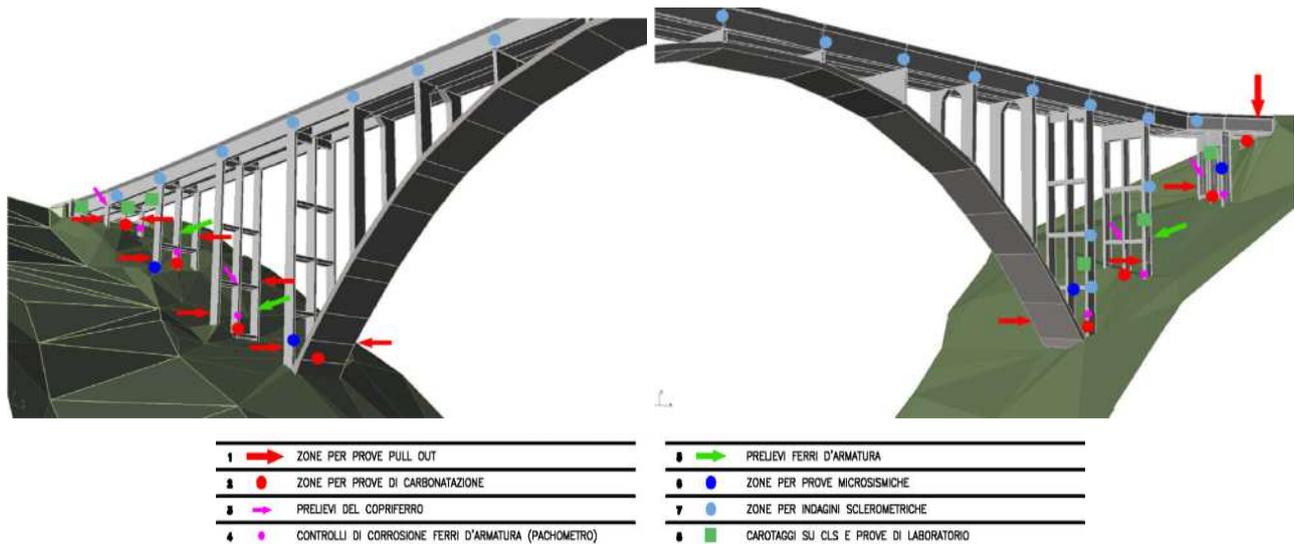


Fig. 6 Localizzazione delle indagini effettuate

Come si evince dalla tabella sopra esposta sono state effettuate sul calcestruzzo prove di pull out, prove sclerometriche, prove microsismiche, e varie prove di laboratorio effettuate su campioni prelevati attraverso carotaggio, quali prove di schiacciamento, prove finalizzate alla determinazione della profondità dei processi di carbonatazione, analisi chimico-quantitative al gascromatografo ionico per ricavare il tenore di cloruri CL^- , solfati SO_4^{2-} , nitrati NO_3^- . Sono state inoltre prelevati campioni dei ferri di armature sui quali in laboratorio sono state effettuate sia le prove necessarie per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, sia le prove atte alla determinazione dell'entità dei processi di corrosione in atto. Da queste analisi sono stati riscontrati risultati eterogenei, come prevedibile, in funzione della zona oggetto di prova, ma una lettura globale degli stessi conferma un buono stato di conservazione dell'opera. Infatti, fatta eccezione per le zone interessate da quadri fessurativi importanti, concentrate nel viadotto destro di ingresso al ponte, le restanti parti quali la volta, l'impalcato e le pile del viadotto sinistro hanno rivelato resistenze in un range compreso tra i 40 MPa (nella volta) e i 30 Mpa (nei pilastri delle pile), il tutto accompagnato da bassa profondità di carbonatazione, addirittura nulla nella volta e minore di 5 cm nelle restanti parti. Anche i ferri di armatura hanno presentato caratteristiche meccaniche tendenzialmente migliori rispetto alle aspettative, infatti la tensione di rottura è compresa tra i 380 e i 420 N/mm², la tensione di snervamento tra i 330 e i 350 N/mm², con un allungamento specifico del 12-15%, e la corrosione è risultata decisamente ridotta anche in funzione della bassa carbonatazione.

Le indagini geotecniche e geologiche sono purtroppo state effettuate in numero inferiore rispetto a quanto prescritto, infatti è stato effettuato un solo sondaggio a carotaggio continuo e due prospezioni sismiche con metodologia MASW. Il sondaggio S1 è stato eseguito nei pressi della spalla destra ed è stato spinto ad una profondità di 30m dal piano campagna. Le prospezioni sismiche MASW1 e MASW2 sono state eseguite rispettivamente in vicinanza del sondaggio S1 e nei pressi della seconda pila dalla spalla destra, essendo

impossibile raggiungere altri luoghi vista la severa orografia locale. La stratigrafia riscontrata è la seguente: da 0 a -3,80m si ha uno strato superficiale costituito essenzialmente da riporti eterogenei; da -3.80m a -7.00m si ha un mantello detritico in matrice sabbioso limosa; da -7.00m a -10.5m si riconosce uno strato composto da roccia scistosa cristallina alterata con intensa fratturazione (RQD<25%); da -10.50m a -15.00m si ha un graduale miglioramento della fratturazione della roccia scistosa (RQD>25%, <50%); da -15.00m a -30.00m si ha roccia scistosa cristallina filladica.

5. INTERVENTI PER LA RIAPERTURA AL TRAFFICO DEL PONTE SUL CORACE

L'intervento strutturale predisposto nel progetto esecutivo di prima fase, si pone come obiettivo la riapertura al traffico della strada Provinciale n°40 alla quale appartiene collegando Gimigliano con Tiriolo.

Per la riapertura al traffico del ponte occorre mettere in sicurezza il manufatto esistente più specificamente nel nodo di impalcato-spalla destra, mantenendo nel contempo ancora attivo il sistema di monitoraggio messo a punto nei giorni subito seguenti gli eventi della frana.

5.1 Intervento al piede delle pile

Per bloccare definitivamente le fondazioni delle pile 1,2,3 e 4 si prevede la costruzione di una soletta in cemento armato che unisce le fondazioni e che viene fissata al versante con tiranti che consentono la cucitura di eventuali superfici di scorrimento ancora presenti e che, comprimendo il terreno al versante, stabilizzano il pendio nella zona in cui sorgono le elevazioni del ponte.

La soletta ha uno sviluppo a "gradoni" per seguire l'andamento del pendio e, al tempo stesso, consentire la formazione di spazi pianeggiati su cui possa accedere la macchina che esegue i tiranti.

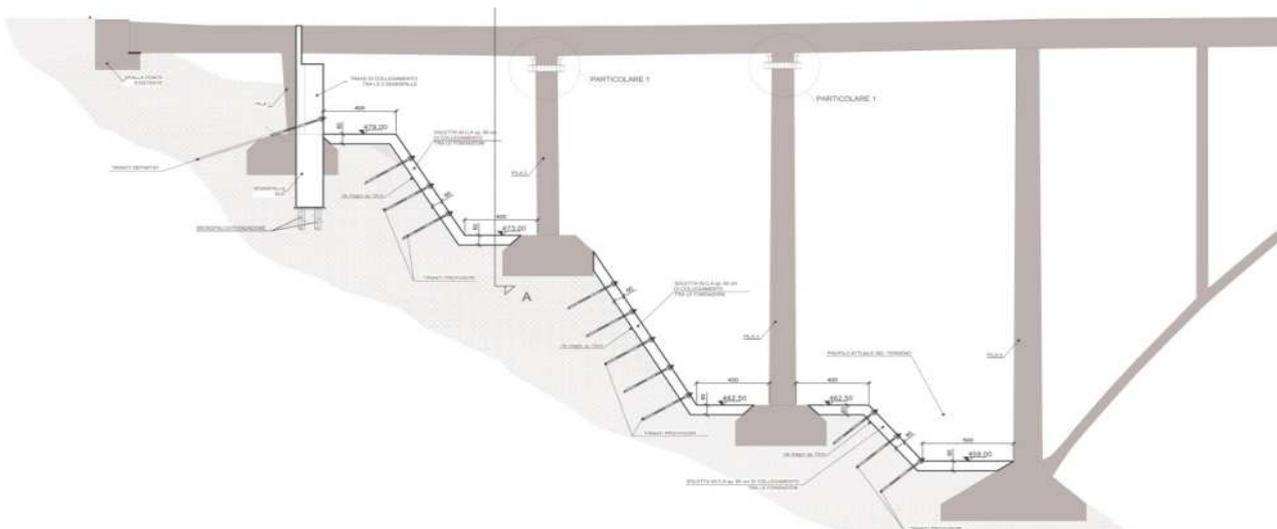


Fig. 6 Sezione longitudinale della soletta

4.2 Realizzazione della nuova spalla destra



Fig. 7 Contestualizzazione della nuova spalla e vista della stessa

La costruzione della nuova spalla è prevista fissata al versante con micropali e tiranti, realizzata all'altezza della prima pila del ponte esistente e costituita da due semispalle: una a monte e una a valle della pila unite tra loro da un traverso.

La funzione di questo nuovo sistema "spalla" è quella di sostituire la pila 1 del ponte esistente in quanto notevolmente rovinata. I dissesti dovuti alla frana e l'ammaloramento naturale dovuto agli agenti aggressivi hanno danneggiato la

spalla a tal punto da renderne difficoltoso il recupero e addirittura improponibile se considerato il carattere di estrema urgenza dell'intervento.

Le semispalle sono state disegnate e dimensionate per una duplice funzione: sostituire la pila 1 del ponte esistente, sostenere il ponte ed accogliere gli sbarchi delle passerelle che saranno costruite in una seconda e successiva fase progettuale.

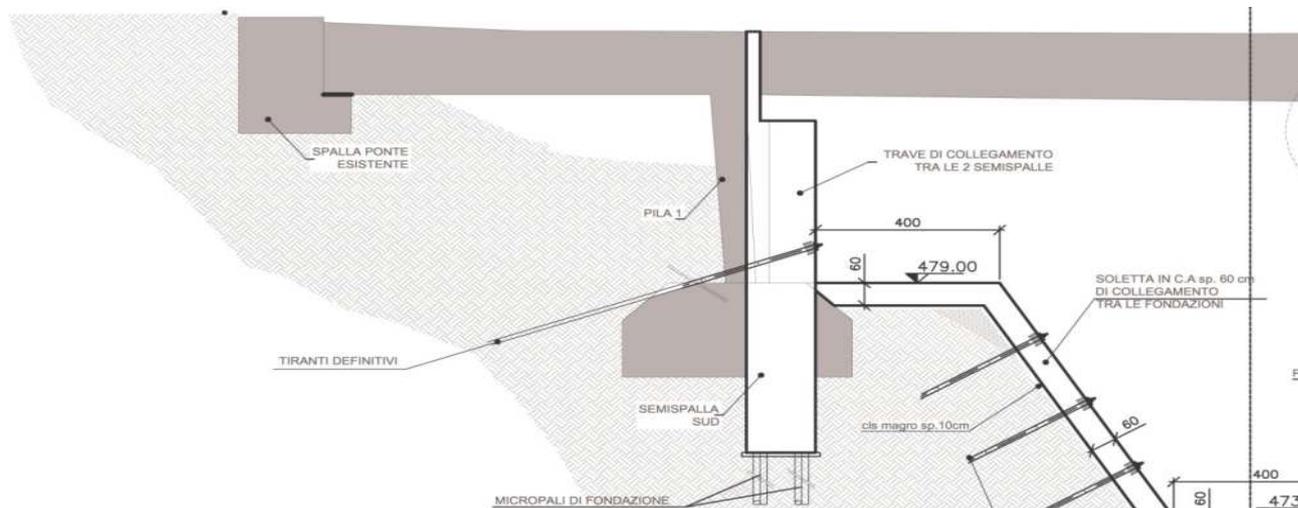


Fig. 8 Posizione della nuova spalla

Tenendo conto della valenza storica e architettonica dell'area, come condizione al contorno basilare nell'ambito della progettazione dei manufatti, si dovrà attuare una soluzione progettuale capace di rispettare il preesistente e di valorizzare allo stesso tempo quei caratteri costitutivi che dal punto di vista architettonico, ambientale e paesaggistico qualificano l'ambito territoriale.

Al fine di ottimizzare l'inserimento dell'opera nel contesto naturale ed ambientale, le elevazioni dei manufatti (la nuova spalla) e le solette, saranno rivestite con pietra locale quale ad esempio quella proveniente dalle cave del promontorio di Capo dell'Armi nei pressi di Lazzàro, da cui la roccia prende il

nome di "Reggina" o "di Lazzàro". L'utilizzo di questa pietra, oltre alle qualità tecniche del lapideo (bassissima porosità, elevata durezza e resistenza, non gelivo) e alla particolare colorazione grigio-bruno con riflessi azzurri, permette di non deturpare l'aspetto estetico ambientale che, in particolar modo in ambienti fortemente naturali come questo, va salvaguardato.

4.3 Sollevamento dell'impalcato

Il sollevamento dell'impalcato è previsto mediante l'utilizzo di coppie di martinetti oleodinamici, installati su un apposito telaio metallico (imbragatura) realizzato in corrispondenza di ciascun piedritto del viadotto di appoggio.

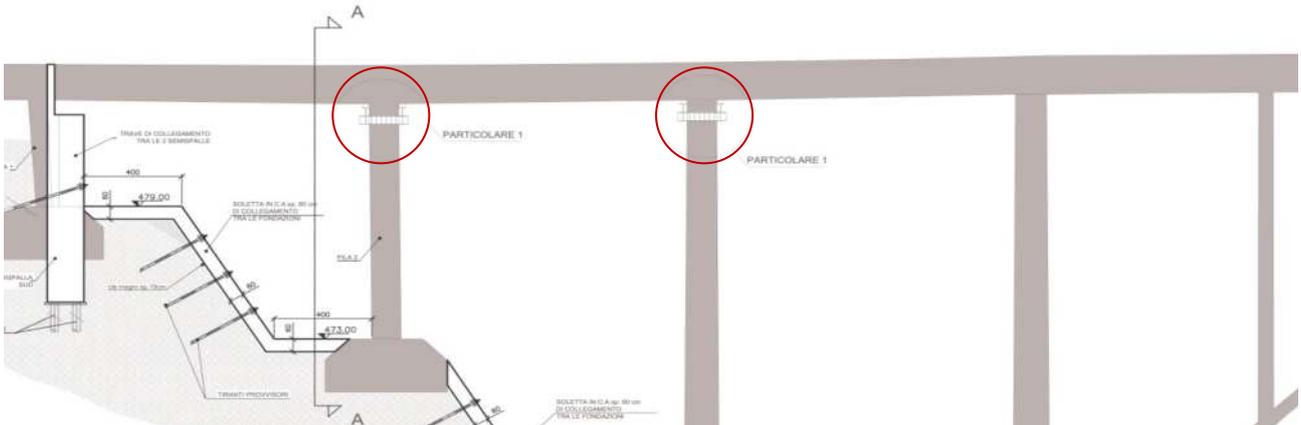


Fig. 9 Posizione delle imbragature

Sulle pile 2 e 3 si prevede di costruire una imbragatura alla testa dei pilastri con profili di acciaio che collegano tra loro i 3 pilastri costituenti le pile. Su tali profili si disporranno dei martinetti oleodinamici atti al sollevamento dell'impalcato. Una volta disposti i martinetti sul traverso della spalla in corrispondenza della pila 1 e sui pilastri delle pile 2 e 3 si metteranno in carico e poi si procederà al taglio della testa dei pilastri per una altezza di circa 70÷80 cm (altezza presunta

necessaria a rimuovere tutte le parti in c.a. deterioratesi a causa dell'evento franoso da verificare in cantiere). Tagliati i pilastri si solleva il manufatto fino al raggiungimento nei martinetti delle tensioni teoriche dovute alle reazioni vincolari delle travi in funzione del peso proprio e dei carichi permanenti come risultano dal calcolo con schema a trave continua su più appoggi.

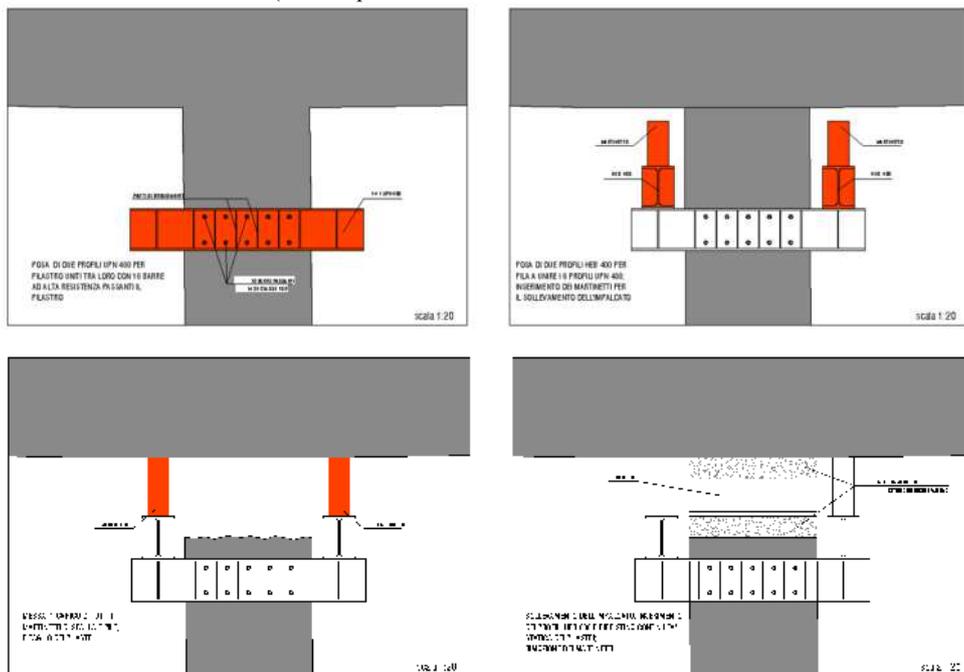


Fig. 10 Fasi del sollevamento

Raggiunti questi valori si fissa la configurazione raggiunta con l'inserimento tra la testa dei pilastri e l'intradosso delle travi di profili in acciaio che ricostituiscono la continuità tra le travi e i pilastri stessi.

5. VIABILITA' DI CANTIERE



Fig. 11 Planimetria della strada di accesso alla base delle pile

L'accesso alle aree di cantiere viene assicurato mediante la realizzazione di una serie di piste progettate lungo il versante destro del Corace a nord del ponte in esame. Tale scelta è dettata da motivi di carattere tecnico e paesaggistico.

Dal punto di vista tecnico tale parte di versante si presenta in condizioni migliori rispetto a quello a sud: il versante a sud del ponte infatti è quello ove si è verificata la frana ed il cui materiale superficiale è rappresentato da riporti antropici incontrollati e non ben consolidati.

Dal punto di vista paesaggistico una strada di cantiere sul versante a sud avrebbe determinato un impatto ambientale ben superiore rispetto a quella prevista a nord: essa infatti sarebbe dovuta partire molto più a sud per raccordarsi alla viabilità esistente e quindi con una lunghezza di intervento superiore rispetto a quella prevista (400 m ca. contro i 300 m ca. previsti); inoltre tale segno sarebbe rimasto più visibile sia dall'abitato di Gimigliano sia dalla strada provinciale sul versante opposto.

Il tracciato principale segue una pista esistente a nord del ponte per un tratto di ca. 120 m; successivamente ritorna verso il ponte mediante un tornante per arrivare alla piazzola principale attorno alla pila n.3: in tutto tale pista misura 315 m.

Alla Prog. 245 si stacca il primo ramo a destra che in salita arriva alla piazzola prevista a monte della pila 2. Da questa sarà possibile ancora in salita raggiungere la pila n.1 e l'area

A questo punto è possibile scaricare i martinetti e rimuoverli.

Le imbracature in acciaio non verranno rimosse in quanto utili nella fase di costruzione delle passerelle ciclopedonali per l'appoggio delle passerelle stesse in fase di montaggio.

per la costruzione della nuova spalla di progetto.

Alla Prog. 290 si stacca la pista che in discesa arriva alla pila n.4 ed all'attacco dell'arco.

Le piste progettate superano un dislivello totale di ca. 29m. Le pendenze si mantengono sempre inferiori al 16%. La sezione delle piste è prevista di larghezza 4.00 m.

Tali piste verranno mantenute ed utilizzate in futuro per la manutenzione dei tiranti della spalla di progetto e dei bulloni per la cucitura della soletta di collegamento tra le fondazioni esistenti, nonché per i monitoraggi del ponte esistente e per le future indagini geognostiche.

Ma vi è di più, utilizzando un percorso pedonale a bordo spalla. È anche possibile l'accesso pubblico per ammirare il ponte nella sua "intimità" con la diretta e decisamente inusuale "visione" dell'intradosso dell'impalcato, oltre a consentire il passaggio da monte a valle in piena sicurezza senza dover attraversare la strada.

In tal modo l'opera amplifica la propria coerenza percettiva. Dall'esterno per la sua maestosità con valenza storico-paesaggistica di assoluto livello. Dall'interno, superando la mera funzione trasportistica "di necessità" per farne un vero e proprio "luogo" da vivere appieno. Va da sé che in tal modo si aprono interessanti e inedite prospettive di ulteriore valorizzazione dell'opera nel contesto paesaggistico come luogo di particolare attrazione turistica.

INCREMENTO PRESTAZIONALE PER EDIFICI IN C.A. RESISTENTI AD ESPLOSIONE E RELATIVA VALUTAZIONE ECONOMICA

Flavio Stochino¹, Sergio Tattoni¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

SOMMARIO

Le attuali normative (DM 14.01.2008) richiedono un'applicazione dell'ingegneria sismica tale da rendere indispensabili le caratteristiche di robustezza e duttilità, ci si è chiesti dunque se tali proprietà fossero sufficienti a garantire e in qual misura la resistenza all'esplosione, anch'essa contemplata al capitolo 3.6 delle citate Norme Tecniche per le Costruzioni.

L'obiettivo del lavoro proposto è quello di valutare l'incremento del costo complessivo di un edificio sismo-resistente affinché questo sia in grado di sopportare anche un carico da esplosione. Si sono studiati diversi scenari in cui la struttura è costituita da un sistema intelaiato monopiano in C.A. (tipico dell'edilizia industriale) localizzato in zone con differente pericolosità sismica. Per ogni situazione si è calcolato il costo della struttura sottoposta alle combinazioni di carico usuali (anche quelle sismiche) e alla combinazione di carico eccezionale riferita ad un evento esplosivo. I risultati ottenuti permettono di avere un'idea immediata di quale può essere il costo per incrementare la robustezza strutturale necessaria per un dato livello di sicurezza. In conclusione è possibile anche fornire un'indicazione su quale deve essere la minima distanza di sicurezza dalla costruzione (distanza di stand-off) economicamente accettabile da garantire attraverso l'utilizzo di elementi di arredo urbano o opportuni dissuasori.

SUMMARY

The current Italian standard (DM 14.01.2008) requires an application of seismic engineering which only provides ductile and robust buildings, therefore it was asked if such assets were sufficient to ensure the resistance to the explosion (see section 3.6 of the above standard).

The aim of this work is to evaluate the increase of the total cost of an earthquake-resistant structure that it may be able to withstand an explosion load. The authors studied several scenarios in which the structure consists of a single-storey R.C. frame (typical industrial building) located in zones with different seismic hazard. For each situation it was calculated the cost of the structure subjected to usual load combinations (even seismic) and to the exceptional load referred to an explosive event. The results obtained allow to have an immediate idea of what may be the cost to increase the structural strength required for a given safety level. In conclusion it is possible to provide practical guidance on what should be the minimum safe distance from the building (stand-off distance) economically viable to be achieved through the use of street furniture or appropriate fencing.

1. INTRODUZIONE

1.1 Considerazioni generali

Di recente, con la NTC del 2008 [1], anche in Italia, è stato introdotto l'approccio dell'EN 1991-1-7 [2] nel valutare le azioni eccezionali da esplosione. Per la precisione nelle NTC sarebbero contemplate solamente le azioni derivanti da esplosioni interne (ad es. deflagrazioni da fuga di gas) e non quelle esterne (quali detonazioni dovute ad azioni belliche o di sabotaggio), se non espressamente richieste dal committente o individuate dal progettista quali possibili scenari.

Va però detto che in questo inizio di ventunesimo secolo le armi esplosive sono divenute la scelta più frequente per un attacco terroristico che può colpire anche edifici di non particolare rilevanza. La moderna ingegneria strutturale necessita di una guida che fornisca teorie e modelli di calcolo per il progetto delle costruzioni strategiche, ma anche di metodologie semplificate che siano applicabili nella pratica professionale per le costruzioni correnti.

In questo articolo si è inteso dare una prima risposta a entrambe le necessità: da una parte si analizza e si testa un calcolo statico equivalente che tiene conto in maniera indiretta della duttilità strutturale, dall'altra si considerano situazioni di

carico da esplosione esterna utili nella progettazione di edifici di importanza strategica.

1.1 Modelli strutturali

Nelle applicazioni ingegneristiche l'esplosione viene rappresentata come la pressione esercitata dall'onda d'urto che si propaga nel tempo a partire dal centro della carica esplosiva.

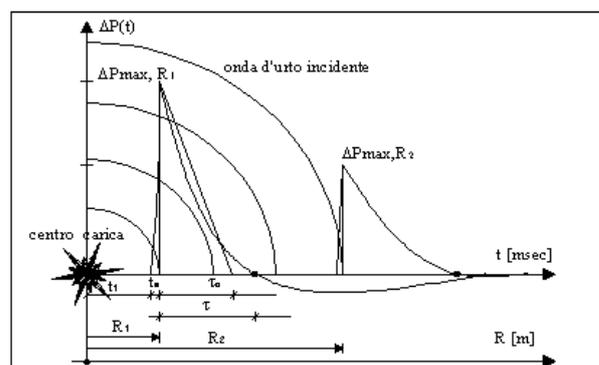


Figura 1 – Andamento delle pressioni da esplosione nel tempo time-history (tratto da [3]).

L'intensità e la forma dell'onda d'urto, dipendono dalla natura della carica e dall'energia rilasciata dalla stessa. Con riferimento a tali tipiche leggi temporali [4],[5] (Figura 1), si possono individuare i tempi t_1 , t_a , τ . Dove t_1 è il tempo di arrivo dell'onda d'urto, t_a è il tempo di crescita della sovrappressione fino al valore massimo, τ è il tempo di durata della sovrappressione positiva. L'integrale espresso nella (1), moltiplicato per l'area A interessata dalla pressione, rappresenta l'impulso associato.

$$I = A \cdot \int_{t_1}^{t_1+\tau} \Delta P(t) dt \quad (1)$$

Come mostrato in letteratura [6], [7] quando il rapporto tra la durata della fase positiva τ e il periodo fondamentale T della struttura risulta:

$$\frac{\tau}{T} < 0.1 \quad (2)$$

È possibile rappresentare il carico non con la time-history ma come un semplice impulso I . È facile verificare che tale disuguaglianza (2), nel caso di detonazioni esterne, è verificata per la quasi totalità delle costruzioni correnti.

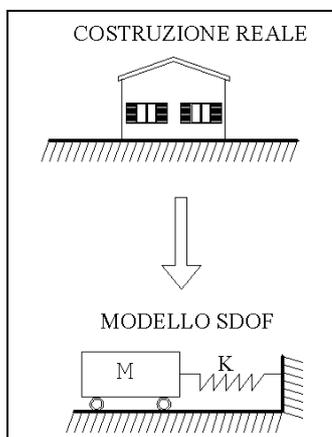


Figura 2 –Modello SDOF.

A tale semplificazione dell'azione corrisponde una semplificazione nel modello strutturale generalmente rappresentato come un oscillatore a un solo grado di libertà (SDOF) con caratteristiche di elastoplasticità (Figura 2 e Figura 3). La semplificazione adottata si giustifica con il fatto che un carico da onda di pressione che investe l'edificio in un'unica direzione attiva solo il primo modo proprio di vibrazione consentendo di trascurare i modi di ordine superiore [4],[5]. A maggior ragione nel caso specifico le costruzioni progettate per resistere alle azioni sismiche dovrebbero manifestare un meccanismo di collasso che privilegia la formazione di cerniere plastiche nelle travi in corrispondenza dei nodi (Figura 4).

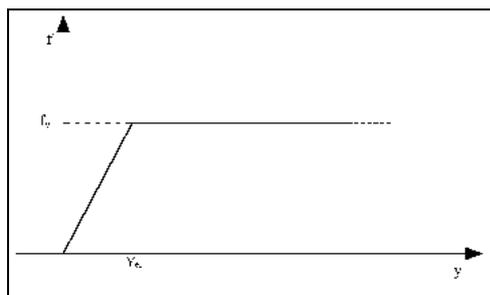


Figura 3 –Legame costitutivo.

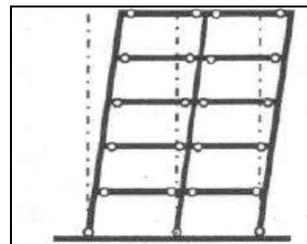


Figura 4 –Meccanismo di rottura travi deboli-pilastri forti.

Per tali ragioni si è ritenuto il modello a un solo grado di libertà (SDOF) adeguato alle problematiche poste e in grado di fornire risultati significativi.

2.CALCOLO STATICO EQUIVALENTE

2.1 Impostazione

Nella progettazione sismica viene usualmente richiesto un adeguato grado di duttilità degli elementi costruttivi tale da raggiungere un certo fattore di struttura q . Anche per zone a bassa pericolosità sismica si chiede che le strutture abbiano quantomeno una classe di duttilità B. Questo comporta il rispetto di alcune prescrizioni esecutive che riguardano la geometria e i particolari costruttivi.

Il punto focale del presente lavoro è quello di accertare se tale patrimonio di duttilità può essere impiegato anche nei confronti delle azioni esplosive. A tal fine, similmente a come si procede per le azioni sismiche, anche nel caso presente si intende ricercare un carico statico equivalente tale per cui il sistema SDOF sfrutti tutte le sue caratteristiche di duttilità.

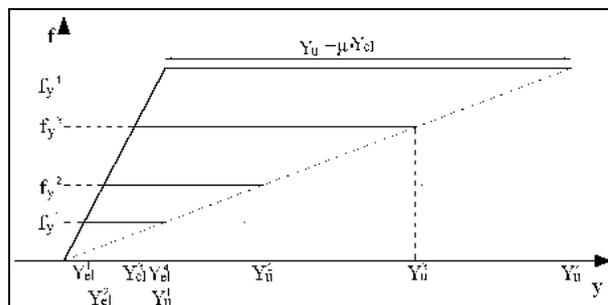


Figura 5: Variabilità della legge costitutiva dello SDOF equivalente.

Facendo riferimento al diagramma di Figura 5 se è nota la rigidezza k è ovviamente nota la pendenza del tratto iniziale elastico ed essendo assegnata la duttilità μ , è nota la lunghezza del tratto plastico $\mu \cdot y_{el}$. Rimane quindi, a caratterizzare il diagramma costitutivo dell'oscillatore, la sola grandezza y_{el} che rappresenta lo spostamento limite elastico.

In quanto segue si ricercherà quale debba essere il valore di y_{el} che caratterizza lo SDOF affinché possa sostenere l'impulso I utilizzando tutte le sue risorse plastiche.

La forza statica equivalente cercata sarà dunque pari a:

$$F_{seq} = k \cdot y_{el} \quad (3)$$

2.2 Equazioni del moto

L'equazione del moto libero di un oscillatore SDOF di massa m , e rigidezza k si può scrivere come:

$$m \cdot \ddot{y} + k \cdot y = 0 \quad (4)$$

Indicando con T il periodo fondamentale dell'oscillatore equivalente e con y_{el} il suo limite elastico si possono adimensionalizzare le variabili tempo e spostamento con la seguente posizione:

$$\xi = \frac{t}{T} \quad \eta = \frac{y}{y_{el}} \quad (5)$$

Tenendo conto in maniera opportuna di come variano anche i termini differenziali l'equazione (4) può essere riscritta come la (6):

$$m \frac{y_{el}}{T^2} \cdot \ddot{\eta} + k y_{el} \cdot \eta = 0 \quad (6)$$

Poiché $T^2=4\pi^2/m/k$ si può modificare l'espressione della (6) nella (7) in cui sono completamente assenti le caratteristiche dell'oscillatore considerato.

$$\frac{1}{4\pi^2} \cdot \ddot{\eta} + \eta = 0 \quad (7)$$

Pertanto l'equazione (7) rappresenta l'oscillazione libera di tutti gli oscillatori a un grado di libertà (SDOF). Per trovare la soluzione si considerino le condizioni iniziali di un carico impulsivo (di intensità I) che colpisce l'oscillatore in uno stato di quiete. È necessario adimensionalizzare anche le condizioni iniziali:

$$\begin{cases} y(0) = 0 \\ \dot{y}(0) = \frac{I}{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \eta(0) = 0 \\ \dot{\eta}(0) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \end{cases} \quad (8)$$

Applicando le condizioni (8) alla (7) è possibile definire la soluzione elastica di un oscillatore SDOF in moto libero dopo il carico impulsivo iniziale:

$$\eta(\xi) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi} \sin(2\pi\xi) \quad (9)$$

Nella (9) rimane comunque l'incognita del limite elastico y_{el} del sistema. Risulta determinante valutare quale siano i tempi e le modalità di ingresso in campo plastico dell'oscillatore SDOF considerato. Per stabilire quale sarà la velocità iniziale del sistema in fase plastica è necessario calcolare prima l'istante in cui si ha la transizione da fase elastica a plastica, quindi valutare la derivata della (9) in quell'istante. L'istante ξ^* in cui si ha la transizione è quello in cui lo spostamento adimensionalizzato raggiunge un valore unitario, in altri termini l'istante in cui lo spostamento assoluto raggiunge il limite elastico.

$$\eta(\xi^*) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi} \sin(2\pi\xi^*) = 1 \quad (10)$$

$$\xi^* = \frac{1}{2\pi} \arcsin\left(\frac{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi}{T \cdot I}\right) \quad (11)$$

Di seguito si valuta la derivata della (9) nell'istante definito dalla (11) per ottenere il valore della velocità iniziale della risposta plastica.

$$\dot{\eta}(\xi^*) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \quad (12)$$

L'equazione del moto libero di un oscillatore SDOF di massa m, e rigidità k in fase plastica differisce dal caso precedente (elastico) poiché la resistenza non è più funzione dello spostamento, ma costante pari al prodotto tra k e y_{el} .

$$m \cdot \ddot{y} + k \cdot y_{el} = 0 \quad (13)$$

Dopo aver effettuato il cambio di variabile espresso dalle (5) si ottiene l'equazione dell'oscillazione libera in campo plastico:

$$\frac{1}{4\pi^2} \cdot \ddot{\eta} + 1 = 0 \quad (14)$$

Le condizioni iniziali riguardanti la fase plastica sono espresse dalle (15):

$$\begin{cases} \eta(0) = 1 \\ \dot{\eta}(0) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \end{cases} \quad (15)$$

Essendo l'equazione (14) un'equazione differenziale a variabili separabili è possibile trovare la soluzione generale

con una semplice doppia integrazione. Dopo aver applicato le condizioni iniziali si ottiene:

$$\eta(\xi) = -2\pi^2 \xi^2 + \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \cdot \xi + 1 \quad (16)$$

2.3 Valutazione del limite elastico del sistema sulla base della sua duttilità

Si noti come nell'equazione (16) rimane ancora incognito il limite elastico del sistema y_{el} . La condizione che ci permette di stabilire il suo valore risiede nell'idea che l'edificio dotato di una certa duttilità μ sotto il carico impulsivo opponga una resistenza tale da sfruttare tutte le sue risorse plastiche. Questo significa imporre che nel punto di massimo spostamento in fase plastica si abbia proprio:

$$\eta(\xi_{MAX}) = \mu \quad (17)$$

Per prima cosa è necessario valutare l'istante ξ_{MAX} in cui avviene il massimo spostamento del sistema. Si trova che l'istante in cui si raggiunge il massimo della (16) è:

$$\xi_{MAX} = \frac{\frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*)}{4\pi^2} \quad (18)$$

Quindi si valuta il valore dello spostamento nel momento in cui si raggiunge il massimo ottenendo la condizione per determinare il valore del limite elastico del sistema.

$$\eta(\xi_{MAX}) = -\frac{4\pi^2 \xi_{MAX}^2}{2} + \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \cdot \xi_{MAX} + 1 = \mu \quad (19)$$

La (19) è un'equazione non lineare nell'incognita y_{el} . Tramite procedimenti numerici è possibile determinare il valore del limite elastico cercato. Dal semplice prodotto tra la rigidità del sistema SDOF equivalente e tale valore si ottiene il carico statico equivalente da applicare alla struttura affinché sia in grado di sopportare il carico impulsivo sfruttando tutte le sue risorse di duttilità come mostrato nella (3).

2.4 Considerazioni sulla duttilità del sistema

Nel tentativo di collegare la resistenza sismica alla resistenza al carico da esplosione diviene di fondamentale importanza il concetto di duttilità μ e fattore di struttura q. Infatti, sotto le ipotesi presenti in [8], è possibile assumere quest'ultimo come una misura indiretta della prima. Sulla base di considerazioni energetiche si può stabilire una relazione tra le due grandezze espressa dalla:

$$\mu \cong \frac{q^2 + 1}{2} \quad (20)$$

In questi ragionamenti è allora possibile associare a una costruzione caratterizzata da un certo fattore di struttura valutato per il calcolo sismico una certa duttilità necessaria per il calcolo statico equivalente enunciato nel paragrafo precedente.

3. SCENARIO E CASI ANALIZZATI

3.1 Carico da esplosione

Il carico da esplosione considerato si è quantificato in 150 kg di TNT posizionati a distanze variabili dall'edificio analizzato. Tale scelta individua una quantità di esplosivo comune per un attacco terroristico con autobomba. Il valore dell'impulso corrispondente a questi kg di TNT è stato calcolato sulla base di quanto desumibile dal manuale TM5-1300 [4].

3.2 Edificio analizzato

Si è scelto di riferirsi ad un edificio intelaiato monopiano di tipo industriale con uno sviluppo longitudinale modulare da poter considerare significativa la risposta di un singolo modulo ad azioni trasversali. In Figura 6 è rappresentato un modulo tipo che si ripete identico in senso longitudinale.

Nella stessa Figura 6 sono riportate le dimensioni in pianta e in sezione dell'elemento considerato.

Strutturalmente si tratta di un telaio su quattro pilastri alti 12 m, incastrati alla base, sulla cui sommità sono incernierate le travi longitudinali lunghe 10 m e quelle trasversali lunghe 20 m. Le sezioni e le disposizioni di armatura sono variabili a seconda della condizione di carico considerata.

Appare opportuno sottolineare che nel modello le eventuali chiusure orizzontali (tamponature) sono state considerate solamente per il calcolo della superficie esposta all'onda di pressione trascurandone la collaborazione strutturale. Il pericolo insito nella formazione di "proiettili" per danneggiamenti locali a seguito dell'esplosione, potrebbe essere studiato separatamente con diverso approccio.

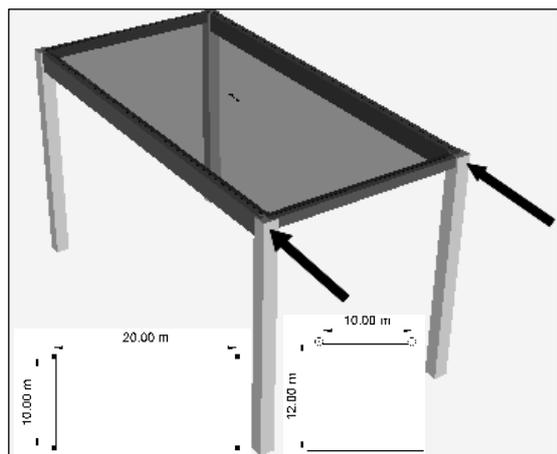


Figura 6 –Edificio Analizzato sotto il carico statico equivalente.

3.3 Scenari di esplosione

I 150 kg di TNT sono stati posizionati a 5-10-15-20-30 m simulando una detonazione superficiale senza schermi tra la struttura e la carica. Il carico statico equivalente ricavato secondo quanto indicato al capitolo 2 (vedi equazioni (3) e (19)) è stato inserito con i carichi permanenti e accidentali gravanti sulla struttura nella combinazione di carico eccezionale (vedi § 2.5.3 del DM 14.01.2008 [1]).

L'esplosione è stata simulata in quattro differenti località italiane, distinte per la crescente pericolosità sismica:

- Cagliari - Sardegna
- Brescia - Lombardia
- Napoli - Campania
- Cavasso Nuovo (PN) – Friuli Venezia Giulia

In questo modo si è potuta studiare l'influenza del carico sismico sulla robustezza della struttura.

4. RISULTATI

4.1 Procedura

La struttura descritta al paragrafo 3.2 è stata prima progettata e verificata sotto le condizioni di carico ordinario (carichi permanenti e di esercizio, neve, vento, sisma) stabilendo un costo base di costruzione con riferimento a prezzi medi del mercato italiano.

Quindi è stata sottoposta ai diversi scenari di esplosione procedendo alle modifiche dimensionali e alle variazioni delle disposizioni di armatura necessarie per ottenere le prestazioni richieste dalle norme. Nel caso specifico, in considerazione dello schema strutturale, il punto debole del sistema, oggetto del rinforzo, è risultato la base dei pilastri. In considerazione delle osservazioni su crolli di edifici per effetto di esplosioni esterne, si è ipotizzato che le fondazioni fossero scarsamente influenzate dall'azione impulsiva. Pertanto il processo logico

di adeguamento è stato quello illustrato nel diagramma di flusso di Figura 7. Il procedimento iterativo delineato è reso più oneroso dal fatto che ad ogni incremento della geometria del pilastro corrisponde un incremento della massa e della rigidità del sistema. Pertanto, per ogni rinforzo, è necessario ripetere il calcolo per la ricerca della forza statica equivalente.

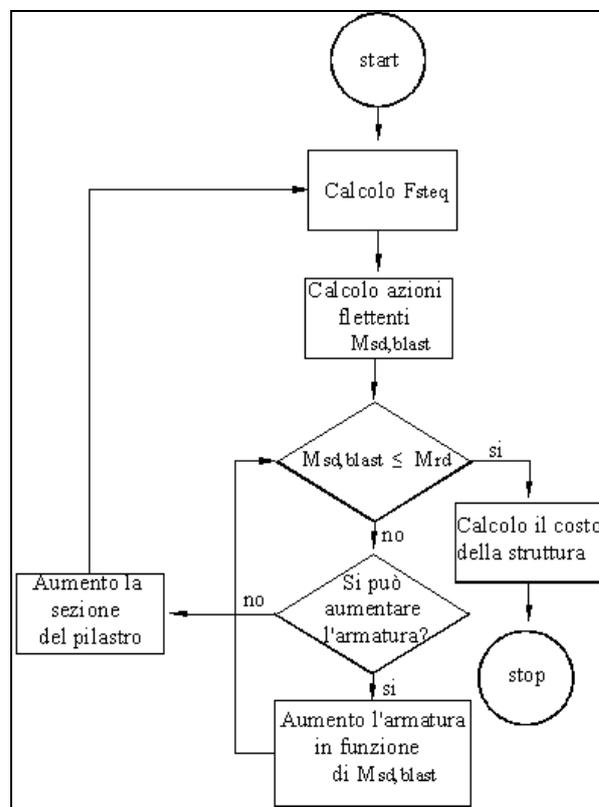


Figura 7: Diagramma di flusso per il progetto della struttura.

Per ogni condizione di carico da esplosione si è calcolato il costo delle strutture che rapportato al costo base ha permesso di calcolare l'impatto economico dell'incremento prestazionale.

Tale procedura è stata ripetuta per le quattro localizzazioni geografiche scelte (vedi paragrafo 3.3); di seguito si mostrano i diagrammi di sintesi dei risultati.

4.2 Analisi dei risultati

In Figura 8 e Figura 9 sono riportati, rispettivamente, i risultati dei calcoli per i siti di Cagliari e Cavasso Nuovo (PN). Nelle stesse figure sono illustrati gli andamenti delle funzioni di regressione iperboliche e cubiche che interpretano i dati delle sperimentazioni numeriche.

Si può notare immediatamente la differenza tra un territorio a basso rischio sismico (Figura 8) ed uno ad alto (Figura 9). Nel primo caso l'incremento prestazionale richiede un aumento del costo di costruzione del 280 % circa (per lo scenario di carico più gravoso) mentre nel secondo tale valore si attesta sul 260%.

La differenza non è così marcata come ci si potrebbe aspettare osservando le mappe di pericolosità sismica. Infatti bisogna tener conto che l'edificio considerato è una struttura intelaiata monopiano, regolare in pianta che ha un'altezza abbastanza esigua (12 m) e che pertanto subisce un carico sismico che non è predominante nei confronti degli altri carichi "ordinari".

La stessa tendenza si può osservare nella Figura 10 e nella Figura 11 dove sono riportate le curve di regressione iperbolica e cubica per tutti i siti analizzati. Come era

prevedibile gli edifici sottoposti a un carico sismico maggiore hanno un incremento del costo inferiore rispetto a quelli sottoposti ad un carico sismico più esiguo. Per cui si osserva che le curve di regressione crescono man mano che ci si sposta verso siti a minore pericolosità sismica.

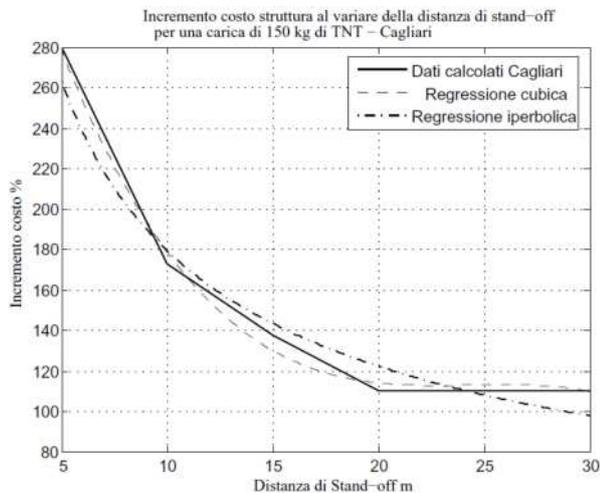


Figura 8 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Cagliari.

L'andamento dei dati delle sperimentazioni numeriche risulta interpretato meglio dalle curve iperboliche di Figura 10 rispetto quelle cubiche di Figura 11. Ma in entrambi i casi si nota che la pendenza è maggiore nella zona corrispondente ad una distanza di stand-off compresa tra i 5 e i 10 m.

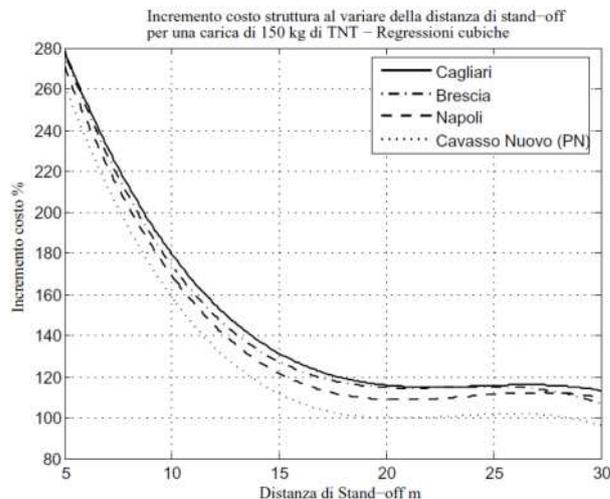


Figura 11 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Regressioni cubiche per i quattro siti.

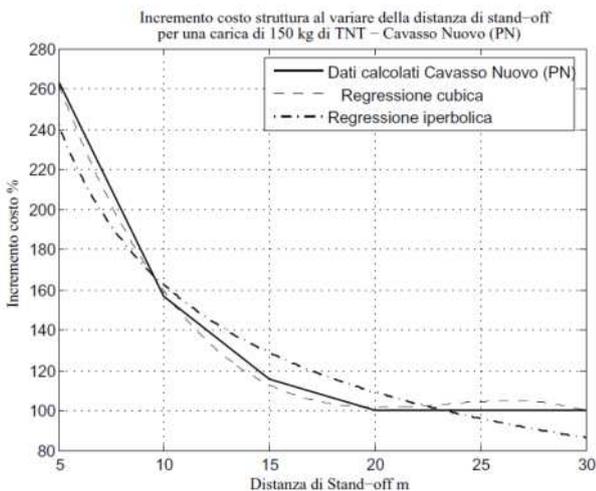


Figura 9 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Cavasso Nuovo (PN).

Questo risultato è molto importante perché può fornire utili indicazioni al progettista. Infatti simulare scenari con la carica posta a meno di 10 m genera un aumento del costo della struttura decisamente ingente. In questo caso è meglio progettare e costruire delle recinzioni o delle opere di arredo urbano (dissuasori, aiuole) che garantiscano almeno 10 m di distanza di sicurezza dall'edificio di modo che l'incremento prestazionale provochi un aumento del costo contenuto entro il 180 % circa del costo base.

4.3 Considerazioni progettuali

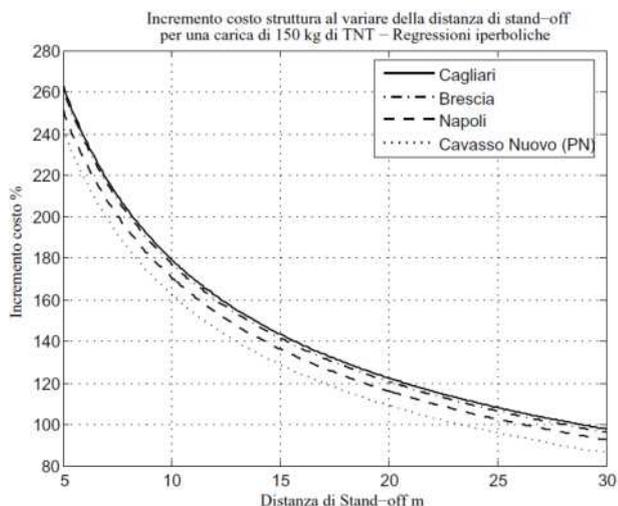


Figura 10 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Regressioni iperboliche per i quattro siti.

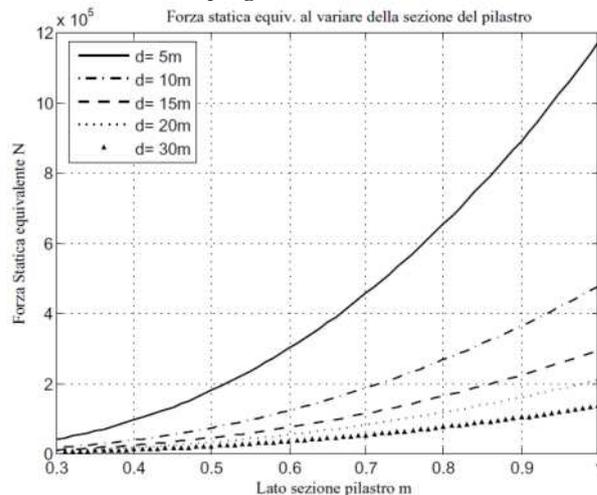


Figura 12 –Relazione tra carico statico equivalente e dimensione caratteristica della sezione del pilastro della struttura considerata in funzione della distanza di stand-off d.

Nell'affrontare una progettazione che tenga conto della minaccia esplosiva secondo il metodo esposto nel presente lavoro è bene mettere in luce la stretta relazione che esiste tra rigidità del sistema e carico statico equivalente. Infatti non si deve pensare che per resistere ad un carico maggiore sia sufficiente aumentare le dimensioni delle sezioni delle membrature coinvolte. Tale operazione porterebbe

semplicemente ad un irrigidimento del sistema SDOF equivalente che di conseguenza (vedi Figura 5, Figura 7 ed equazione (3)) sarebbe sottoposto ad un carico statico equivalente ancora maggiore.

Nella Figura 12 tale andamento è ben rappresentato per il caso in esame. Si nota come all'aumentare della sezione del pilastro il carico statico equivalente aumenti in maniera non lineare a seconda dello scenario di carico. Infatti tale aumento è meno evidente per carichi inferiori (distanze di stand-off maggiori), ma diventa importantissimo per quelli superiori.

5. CONCLUSIONI

La procedura per il calcolo statico equivalente espressa nel capitolo 2 appare un utile strumento per il progetto di strutture sottoposte a carico da esplosione. Infatti permette in breve tempo ed in maniera semplice (non sono necessari costosi software dedicati) di avere un'indicazione di quale può essere il carico da considerare in fase di dimensionamento. In questo modo è possibile farsi un'idea preliminare su quali devono essere le caratteristiche geometriche delle membrature portanti dell'edificio considerato.

I calcoli effettuati sono serviti a illustrare quanto costi rafforzare un edificio sismo resistente affinché sia in grado di sopportare anche il carico da esplosione. L'esempio sviluppato in questa sede è però condizionato dal tipo di struttura considerata. Infatti la modesta sensibilità all'azione sismica di un edificio monopiano non comporta grosse differenze progettuali per adeguare la costruzione alla zonazione specifica. Pertanto l'aumento del costo per incrementare tali prestazioni fino a renderle compatibili con i carichi da esplosione è simile in tutti i siti ed oscilla tra il 280% e il 100% a seconda della distanza di stand-off.

Si è mostrato come una distanza di stand-off ottimale per il progetto dell'edificio in questione sottoposto all'esplosione di 150 kg di TNT sia circa 10 m; utilizzare scenari di carico con distanze inferiori comporta aggravii di costo troppo ingenti. È consigliabile dunque garantire quella distanza minima con opere secondarie di protezione.

Infine è bene considerare con attenzione lo schema costruttivo che si intende utilizzare; in Figura 12 si è mostrato come l'aumento della rigidità comporti un aumento del carico statico equivalente e quindi richieda prestazioni ancora maggiori. Per queste ragioni sarebbe opportuno riflettere se non fosse meglio ridurre la distanza tra i pilastri di modo che la pressione causata dall'esplosione possa agire su un'area di influenza inferiore per ciascun pilastro riducendo l'entità dell'impulso. Oppure semplicemente scegliere una soluzione strutturale che prevede la collaborazione della tamponatura anche dal punto di vista della dissipazione energetica (ad es. pannelli di tamponatura armati).

Le considerazioni fin qui svolte sono ovviamente limitate alla contingenza dell'esempio prescelto. Considerazioni più generali potrebbero emergere dall'applicazione sistematica del metodo qui illustrato a tipologie costruttive e a scenari di carico differenti.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] DM 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [2] UNI EN 1991-1-7:2006. Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali.
- [3] ACITO M. (2009), Sulla sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato esposte ad azione da esplosione – Giornate AICAP 09 “La progettazione e l'esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità” – Pisa 14-15-16 maggio 2009 - Pag. 3-13.

- [4] TM5-1300. (1990). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Departments of the Army, the Navy and the Air Force, US Army. USA. Pp. 1796.
- [5] HENRYCH J.(1979) The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier.
- [6] GENOVA B.,GENOVA M., SILVESTRINI M.(2009) Sicurezza degli edifici nei riguardi dei fenomeni esplosivi. UTET Scienze Tecniche. Pp268.
- [7] MAYS G.C., SMITH P.D. (1995) Blast effects on buildings. Tomas Telford. Pp121.
- [8] CHOPRA A. K.,(2007) Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [9] BIGGS J.M. (1967) Introduction to Structural Dynamics. McGraw Hill, New York..
- [10] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 426, Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings.
- [11] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 427, Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks.
- [12] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 428, Primer for Designing Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks.
- [13] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 429, Primer for Terrorist Risk Reduction in High Occupancy Buildings.
- [14] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 430, Security Component for Architectural Design.
- [15] TATTONI S., (1983) Risposta in regime non lineare di elementi in calcestruzzo ad azioni di tipo impulsivo – *Studi e Ricerche* –Italcementi SpA – Bergamo Editrice. Vol. 5.
- [16] TATTONI S., GASPERI A., (1980) Dynamic of non-linear single degree of freedom systems, Proc. of the conference held at University College Swansea 2nd-5th September.

UN IMPALCATO FORTEMENTE OBLIQUO E SNELLO IN CAP: IL SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE PRESSO IL NODO DI CERTOSA

Paolo Tortolini¹, Gaetano Usai², Marco Petrangeli³

1 Dottorando Facoltà di Architettura Università "G. D'Annunzio" Pescara

2 Direttore Tecnico INTEGRA Srl, Roma

3 Professore Facoltà di Architettura Università "G. D'Annunzio" Pescara

SOMMARIO

Coniugare la forte obliquità, la ricerca di spessori strutturali minimi, una luce di circa 50 metri e la necessità di garantire la funzionalità, in fase di costruzione, delle linee ferroviarie scavalcate, sono gli elementi della sfida che ha rappresentato la progettazione e la realizzazione del cavalca-ferrovia del nodo di Certosa milanese. L'articolo presenta gli aspetti principali della progettazione e delle successive fasi di realizzazione delle strutture che permettono all'autostrada A4 di superare la linea ferroviaria Torino-Milano. L'opera, che si compone di due importanti manufatti in cemento armato post-teso, è caratterizzata da un elevato contenuto ingegneristico che ha permesso di soddisfare brillantemente tutte le varie esigenze che si intrecciavano nel progetto di un nodo infrastrutturale così rilevante.

SUMMARY

The paper summarises the main design and construction issues of two highly skewed post tensioned concrete bridges built along the A4 motorway connecting Milan to Turin. The twin bridges cross over the main railway lines connecting Milan to Switzerland and to north-western Italy and France. The two structures are characterized by a very high skew and extreme slenderness. The bridges are 50m long (47m span), 20m wide each (4 lanes carriageways) and 80cm thick so as to allow the required clearance for the underneath railway lines.

1. INTRODUZIONE

L'autostrada A4 in uscita da Milano, direzione Torino, si trova ad intersecare in località Certosa le linee ferroviarie storiche Milano-Novara e Milano-Domodossola e la nuova linea di alta capacità (AC) Milano-Torino (Fig.1). Quest'ultima viene superata grazie ad una galleria artificiale, progettata dagli stessi autori e realizzata l'anno prima dell'opera in esame. Lo scavalco delle linee storiche era invece realizzato con due viadotti affiancati da 2 campate ciascuno, realizzati negli anni '70. Tuttavia, nell'ambito dei lavori dell'AC che hanno interessato questo nodo, si è deciso di sostituire tali strutture, che mostravano ormai i segni del tempo, con una nuova opera che permettesse l'allargamento della carreggiata stradale fino a contenere quattro corsie, eliminasse l'appoggio intermedio ed aumentasse il franco utile sulla ferrovia fino alla misura oggi richiesta da ferrovie pari a circa 7 metri.

L'opera si compone di due solettoni in c.a.p. (uno per carreggiata), la cui principale caratteristica è la fortissima obliquità (61°). Ciascuna struttura, le cui dimensioni in pianta sono di 50.7 metri (il lato parallelo all'asse longitudinale) e di 27.9 metri (quello obliquo), presenta una luce libera di poco superiore a 47 metri ed un ingombro massimo sotto la livelletta autostradale sempre inferiore al metro (Fig.2 e 3). Il risultato è un'opera di elevato contenuto strutturale, di forte plasticità e snellezza che ha richiesto un notevole impegno sia nella fase di progettazione che di successiva realizzazione e varo, come descritto nelle pagine seguenti.

I lavori sono stati terminati nel mese di giugno 2009. La progettazione è stata affidata alla società TECNIMONT che si è avvalsa della società INTEGRA. La realizzazione è stata opera del Consorzio CAV.TO.MI., General Contractor per la costruzione della nuova linea AC Torino-Milano. Nella realizzazione dei due manufatti, il CAV.TO.MI. (di cui fanno parte anche la Impregilo S.p.A. e la Condotte S.p.A.) si è avvalso della ditta specializzata Guerini Elio S.r.l.



Figura 1 – Il nodo di Certosa durante i lavori di realizzazione della galleria artificiale in affiancamento alle linee storiche

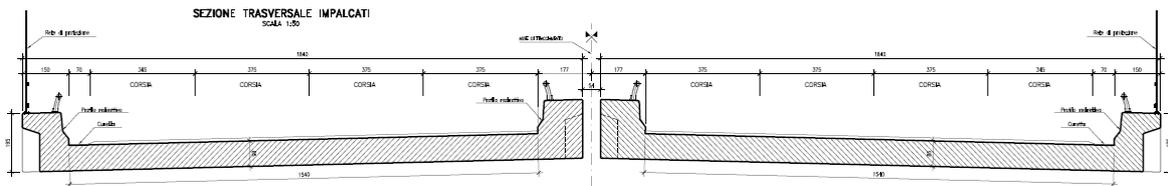


Figura 2 – Sezione trasversale dei due manufatti

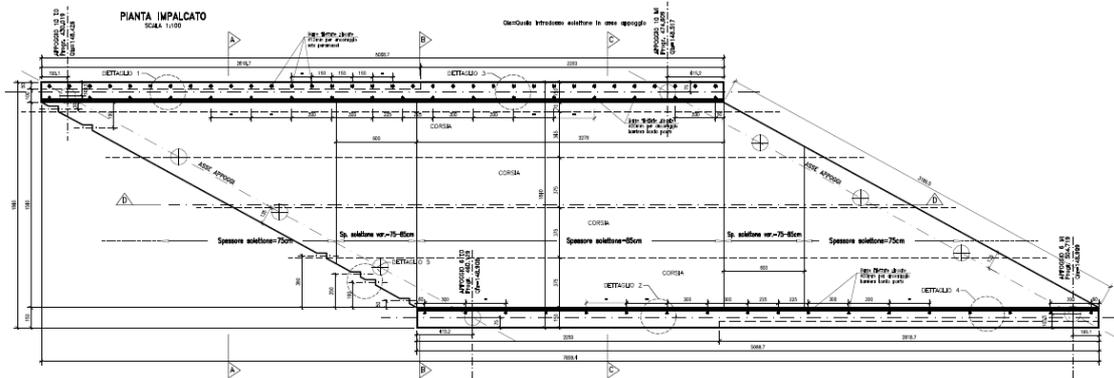


Figura 3 – Pianta del singolo manufatto

2. IL PROGETTO

2.1 Caratteristiche principali

L'elemento distintivo dei due solettoni di Certosa è la fortissima obliquità (61° gradi). Una piastra con tale caratteristica e con un rapporto luce/larghezza pari circa a 2, ha un comportamento estremamente complesso, in quanto sviluppa un campo tensionale con gradienti elevatissimi, ovvero con forti momenti torcenti. Queste sollecitazioni sono molto probabilmente la causa delle fessurazioni sviluppate dal vicino solettone di Firenze, il quale ha la stessa obliquità, ma luci e larghezza pari a circa l'80% di quello di Certosa.

Sin dalle prime analisi è stato infatti evidente che lo spessore disponibile, circa 80 cm, non sarebbe stato sufficiente perché, se è vero che la luce in retto dell'attraversamento è pari a circa 23 metri, è anche vero che i bordi liberi longitudinali hanno una lunghezza pari a 47 metri e che lungo tale bordo, in assenza di un ispessimento strutturale, si sarebbero ottenute sollecitazioni e deformazioni inammissibili. Pertanto, ci si è orientati sull'utilizzo di travi laterali estradossate di altezza complessiva pari a 2 metri. La determinazione della geometria di tali elementi ha tenuto in alta considerazione il fatto che rappresentassero l'elemento più

fragile del sistema. Infatti, tralasciando per un attimo l'obliquità e considerando esclusivamente l'effetto flessionale in semplice appoggio, risulta evidente come la compressione nei martelli superiori delle travi può raggiungere valori molto elevati quando gli stessi abbiano un'area molto inferiore rispetto a quella complessiva della sezione. Inoltre, se si aggiungono gli effetti legati all'obliquità, emerge come le travi siano un polo di attrazione anche per le azioni torcenti, in aggiunta a quelle flettenti anzidette. Alla luce di tali considerazioni e delle simulazioni numeriche eseguite, è stato possibile determinare la carpenteria delle travi di bordo, gli spessori strutturali e la disposizione dei cavi di precompressione, tali da rendere il sistema pienamente efficace. A tal fine è stato messo in campo anche una sistema di distorsioni degli appoggi. Infatti, i cinque appoggi di ciascun allineamento, a causa dell'obliquità e dell'iperstaticità della struttura, avrebbero mostrato un fortissimo sbilanciamento di carico l'uno con l'altro (con concentrazione sul vincolo esterno). Tale situazione poteva essere solo limitatamente migliorata differenziando l'interasse dei dispositivi; si è pensato quindi di introdurre una serie di distorsioni, agendo appunto sulle quote degli appoggi, che permettesse una redistribuzione più uniforme sui dispositivi di vincolo e che nello stesso tempo mitigasse le azioni flessionali

in mezzeria delle travi di bordo e gli effetti torcenti a ridosso dell'angolo aperto dell'opera.

Si evidenzia infine che ciascun solettone, del peso complessivo di circa 2400 tonnellate, risulta estremamente poco sensibile alle azioni variabili da traffico. Tale fattore ha costituito un significativo vantaggio per la progettazione, in quanto nelle condizioni estreme di carico (minimo e massimo) la distribuzione dello stato tensionale/deformativo non subisce significative variazioni, facilitando lo studio della distribuzione della precompressione.

Il fatto di non poter realizzare il manufatto nella sua posizione finale attraverso una banchinatura dal basso, in quanto la linea ferroviaria non poteva essere interrotta, ha reso necessaria la realizzazione delle due opere a tergo della spalla lato Milano ed il successivo varo a spinta. L'esercizio ferroviario è stato così mantenuto sempre attivo, anche durante le operazioni di varo. Tuttavia, tale situazione ha rappresentato una notevole complicità progettuale, in quanto la configurazione statica del varo (o meglio le molteplici configurazioni) risultavano fortemente differenti da quella finale di esercizio. Tuttavia i progettisti (anche grazie alle disponibilità tecnico-stumentali dell'impresa costruttrice) hanno ideato un originale sistema di varo (descritto nello specifico più avanti) che ha consentito di rendere praticamente inesistente l'impatto di tale situazione transitoria sulla soluzione progettuale finale dell'opera.

2.2 Il comportamento statico

Come già detto, la caratteristica fondamentale dell'opera risiede nella sua fortissima obliquità che complica notevolmente la comprensione del comportamento statico della struttura. Nonostante infatti lo schema in semplice appoggio lungo i due lati obliqui, il comportamento dell'opera, diversamente da come si potrebbe supporre, è molto lontano da quello a trave poggiata. La struttura soggetta ai carichi verticali (di cui il peso proprio rappresenta più del 80% del carico massimo gravante) mostra una prevalenza a concentrare le sollecitazioni lungo la congiungente dei due angoli ottusi (linea di minore luce di circa di 27 metri), determinando un effetto assimilabile a quello di "sella di cavallo", per cui i lembi più esterni si trovano a rivestire un ruolo di elemento portato, più che portante. Secondo questo asse il comportamento è molto simile a quello di trave incastrata. Infatti, le regioni della soletta e delle travi di bordo in prossimità dell'angolo ottuso, mostrano forti trazioni all'estradosso, dovute agli effetti di incastro per la flessione primaria lungo il predetto asse, assieme a quelli di flessione secondaria lungo la direzione trasversale (obliqua). Tale situazione genera nelle travi di bordo uno stato tensionale flesso-torsionale (Fig. 5).

Le direzioni principali di trazione in tali regioni sono pertanto orientate con un'inclinazione maggiore rispetto a quella della congiungente i due angoli ottusi. Mentre accade che nelle regioni centrali del solettone, le trazioni sono localizzate all'intradosso secondo un angolo che è molto prossimo a quello che individua la suddetta congiungente, in quanto le linee di flusso tensionale tendono a seguire il percorso più breve (appunto quello della nota congiungente). Tuttavia, anche in queste zone le direzioni principali non si allineano perfettamente a quella della congiungente, in quanto risentono dell'effetto irrigidente delle travi di bordo e

mostrano una rotazione verso la direzione ortogonale all'asse longitudinale.

Alla luce di queste considerazioni il progetto dell'opera ha perfezionato nel massimo dettaglio lo studio della carpenteria con un'ottimizzazione degli spessori strutturali. Dunque ai lembi laterali la soletta misura 0,75 metri, per arrivare, in prossimità degli angoli ottusi, allo spessore di 0,85 metri. Mentre per la trave di bordo si sono mantenute costanti le dimensioni del martello superiore ed è stata ringrossata la parte inferiore della sezione in prossimità dell'appoggio critico, per i primi 20 metri di trave. Questa soluzione ha permesso, tra l'altro, di realizzare un gradevole effetto estetico: sul prospetto laterale del viadotto è possibile individuare la sagoma di un ETR delle nostre ferrovie (Fig. 4).

2.3 La distorsione degli appoggi

Come anticipato, ciascuna spalla ospita cinque dispositivi di appoggio, due posizionati in corrispondenza della sagoma delle travi ed i restanti tre equispaziati lungo il lato obliquo del solettone. Tuttavia a causa della geometria della struttura detti dispositivi si trovano ad avere tassi di lavoro fortemente dissimili. Infatti lungo il lato obliquo, a causa degli effetti torsionali già descritti, la deformata tende ad avere una forma convessa. Pertanto l'appoggio estremo dell'angolo ottuso, da solo, portava il 60% del carico totale dell'allineamento (circa 685 tonnellate), mentre il dispositivo adiacente risultava praticamente scarico ed i restanti tre vincoli mostravano reazioni dalle 180 tonnellate a scendere fino a 110 tonnellate su quello più esterno (angolo acuto).

Si è pensato dunque all'applicazione di una distorsione degli appoggi, introducendo un sistema di cedimenti volto a spostare parte del carico sugli appoggi intermedi e su quello dell'angolo acuto. In questo modo si è ottenuta una distribuzione più uniforme degli scarichi e soprattutto si è realizzata una efficace azione di mitigazione degli effetti torsionali localizzati nella regione dell'angolo ottuso.

Tabella 1 – Confronto reazioni appoggi prima e dopo le distorsioni. Tra parentesi il valore teorico delle distorsioni imposte (verso l'alto)

Appoggio n.	ante tonn	post distorsioni tonn (cm)
1	110	140 (3.9)
2	160	140 (2.1)
3	185	180 (1.0)
4	45	90 (0.4)
5	685	635 (-)



Figura 4 – Prospetto laterale con sagoma treno Alta Velocità

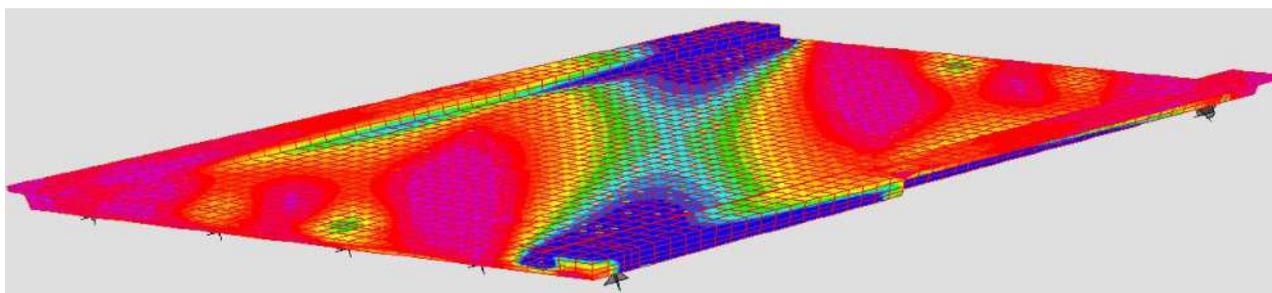


Figura 5 – Modello EF tridimensionale che mostra l'andamento delle tensioni principali sotto peso proprio

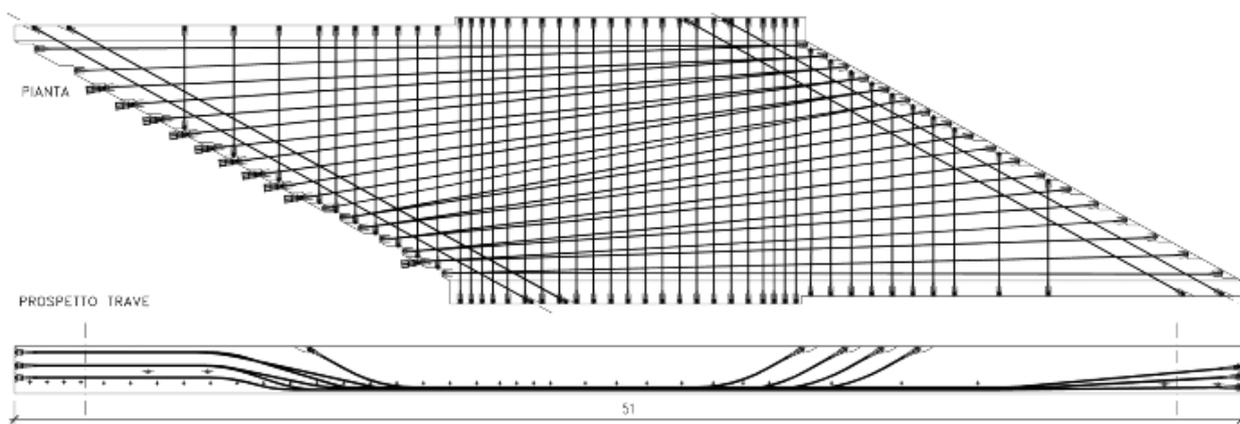


Figura 6 – Distribuzione dei cavi di precompressione

2.4 La precompressione

Lo studio della migliore disposizione dei cavi di precompressione è stata un'operazione molto impegnativa, in quanto, come visto, l'andamento dei flussi tensionali presentano delle continue rotazioni, praticamente impossibili da far seguire ai tracciati dei cavi.

Un ulteriore livello di complicanza è stato rappresentato dal fatto che lo studio degli effetti della precompressione non poteva essere effettuato sul modello agli elementi finiti nella sua configurazione definitiva. Infatti la piastra su dieci appoggi risulta fortemente iperstatica (la configurazione isostatica è con 3 appoggi) e pertanto l'introduzione delle forze equivalenti della precompressione si perdeva in reazioni vincolari non reali. Per superare tale ostacolo si poteva studiare la precompressione su un modello a parte e considerare successivamente la sovrapposizione degli effetti. Tuttavia, questa possibilità è stata scartata, in quanto la valutazione dello stato tensionale complessivo, per strutture modellate con elementi a piastra o solidi, come in questo caso, risulta molto più diretta attraverso la visualizzazione grafica, piuttosto che dall'analisi puntuale dei valori tensionali.

Per ovviare a tale scomodità ed utilizzare un unico modello agli elementi finiti, è stato necessario annullare le iperstatiche della precompressione attraverso un apposito sistema di distorsioni vincolari.

Gli studi sulle piastre oblique del Leonhardt [1] hanno fornito un utile spunto per la disposizione dei cavi di precompressione. È possibile distinguere tre famiglie: precompressione delle travi, precompressione longitudinale della soletta e precompressione trasversale (Fig.6).

Ciascuna trave ospita 7 cavi da 19 trefoli tipo 0,6" super. Con riferimento alla testata verso l'angolo ottuso, si parte con 6 cavi disposti su tre livelli (Fig.6-7). Essi presentano un tracciato rettilineo per circa 15 metri, ottenendo in questa zona un importante effetto di compressione uniforme, per poter meglio contrastare gli effetti della torsione a cui la trave risulta soggetta in questa parte. Successivamente i sei cavi si allineano in basso, assieme ad un settimo cavo aggiuntivo, in modo da coprire la zona di massimo momento positivo, che anticipa sensibilmente la sezione di mezzeria. Quattro cavi si ancorano appena superata la zona centrale, mentre si portano fino all'altra testata solo tre cavi, risultando la parte finale della trave debolmente sollecitata.

Per la precompressione longitudinale della soletta, si è fatto uso di 24 cavi da 19 trefoli 0,6"super. Si è scelto di concentrare la distribuzione nella zona dell'angolo ottuso, dove i cavi sono disposti verticalmente su due livelli (Fig.7), che poi sventagliano andando a raggiungere il lato opposto secondo interassi più elevati (Fig.6). Analogamente a quanto visto per le travi, alcuni cavi longitudinali della soletta sono stati mantenuti alti nella zona dell'angolo ottuso.

Trasversalmente invece, tutti i cavi sono perfettamente ortogonali all'asse longitudinale (Fig.6). Complessivamente per questa famiglia si hanno 43 cavi da 19 trefoli 0,5"super, con una maggiore concentrazione nel primo tratto (primi 20 metri) delle travi di bordo. I cavi che attraversano la zona critica dell'angolo ottuso sono stati mantenuti i più prossimi possibile al lembo superiore dove, come visto, maggiori sono le tensioni di trazioni. In definitiva il quantitativo di armatura di precompressione è risultato pari a circa 50 kg per metro quadrato di superficie.



Figura 7 – Le testate dei cavi nella zona dell'angolo ottuso

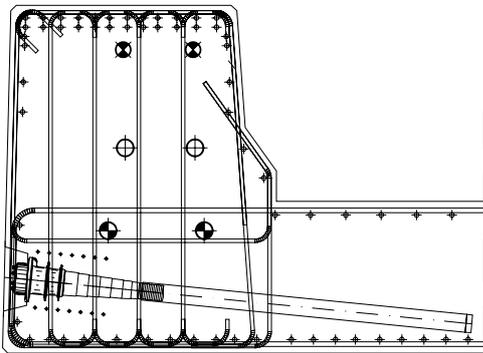


Figura 8 – L'armatura della trave laterale nel tratto iniziale

2.5 L'armatura lenta

L'armatura lenta è stata dimensionata secondo lo stato limite di fessurazione. Infatti, a causa dei forti gradienti tensionali che si sviluppano per l'obliquità della struttura, il problema della fessurazione assume una rilevanza determinante ai fini della durabilità dell'opera. È stato quindi effettuato un accurato studio dei livelli tensionali agenti sulle superfici più esterne (estradosso e intradosso) dell'opera e predisposta un'armatura tale da garantire l'assenza di fenomeni fessurativi.

È stata quindi disposta nella soletta una maglia base a doppia orditura, con barre $\phi 26$ passo 25 centimetri, raddoppiata nelle regioni critiche. Per le travi si è ritenuto opportuno disporre nel martello superiore un'abbondante armatura, realizzata da 14+14 barre $\phi 26$ a doppio strato, ai fini di incrementare l'area resistente di tale elemento soggetto nelle zone di massimo momento positivo a elevati livelli di compressione. Nella zona inferiore, sono state disposte barre $\phi 26/25$. Un'importante staffatura è stata realizzata nel primo tratto di trave, costituita da $\phi 20/12,5$, a contrastare le forti sollecitazioni torsionali (Fig.8). Complessivamente la percentuale di armatura è risultata pari a circa 150 kg per metro cubo di calcestruzzo.

3 LA REALIZZAZIONE ED IL VARO

Considerata l'importanza del fascio di binari che passa sotto l'opera, si è dovuto escludere la possibilità di realizzare le strutture direttamente nella posizione definitiva. Tale

soluzione avrebbe richiesto la realizzazione di almeno un supporto intermedio e di una importante centinatura per il sostegno del getto. La costruzione di queste strutture provvisorie ed il successivo getto in opera avrebbero quindi comportato dei tempi di interruzione dell'esercizio ferroviario non ammissibili.

Si è dunque deciso di varare a spinta i due manufatti, precedentemente realizzati sul tratto di sedime autostradale lato Milano, lasciato libero dalla deviazione temporanea della A4.



Figura 9 – Realizzazione del muretto di varo sud e disposizione dei casseri.



Figura 10 – La disposizione delle guaine dei cavi di precompressione con vista degli ancorotti degli avambeckhi di varo

La preparazione del cantiere di fabbricazione ha comportato la costruzione di due muretti provvisori a T rovescia, realizzati in asse alle travi laterali del solettone (Fig.9). In questo modo il getto è potuto avvenire in quota, in modo da facilitare le successive operazioni di movimentazione dell'opera. Tali elementi sono stati progettati per essere utilizzati come veri e propri binari su cui far scivolare il solettone fino alla spalla lato Milano.

Il getto del primo solettone è avvenuto alla fine del mese di Gennaio 2009, nell'arco di 24 ore. I cavi sono stati tesati a meno di una settimana dal getto. Del resto, le prove su cubetti prelevati hanno mostrato una resistenza media a una settimana superiore ai 60 MPa, a fronte di una specifica di progetto per un calcestruzzo con R_{ck} (in esercizio) pari a 55 MPa.

Il varo della prima opera è avvenuto nel mese di Marzo.

3.2 Il varo

In una prima fase si è pensato di realizzare il varo mediante l'ausilio di un supporto intermedio, eventualmente le pile stesse dell'opera pre-esistente da demolire,

opportunamente adattate e rinforzate. In una seconda fase questa soluzione è stata abbandonata, in quanto richiedeva due fasi distinte di lavorazione con interferenza al traffico ferroviario; la prima per la demolizione dell'impalcato esistente, la seconda con la successiva rimozione degli appoggi intermedi.

Si è arrivati quindi alla soluzione definitiva che prevede il varo dell'intero manufatto, senza appoggi intermedi, su di una luce di poco inferiore ai 50 metri (superiore alla luce finale di calcolo per evitare interferenza con i baggioli già realizzati).



Figura 11 – I tre avambecchi tralicciati

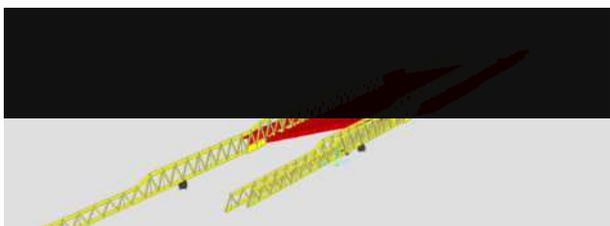


Figura 12 – Il modello agli elementi finiti per il varo dell'opera

Tale soluzione prevede il varo a spinta del manufatto già completato e precompresso. Il superamento della luce di progetto viene effettuato grazie all'impiego di tre grandi tralicci in acciaio (Fig.11), che collegati al solettone, fuoriescono in avanti per una lunghezza superiore a quella di varo. I tralicci hanno sezione rettangolare (4 correnti) con una sezione di transizione che permette agli stessi di sormontare il solettone passando da una posizione intradossata, nella parte a sbalzo, ad una posizione estradossata, nel tratto in cui gli stessi tralicci si sovrappongono al solettone. La connessione tra i tralicci ed il solettone è realizzata in parte con delle barre verticali, ancorate nel solettone, in parte con i cavi stessi di precompressione longitudinale del solettone (4 per ciascun traliccio) che ne assicurano la connessione frontale.

La posizione planimetrica dei tralicci è stata studiata in modo da ripartire uniformemente il carico sugli stessi. Due tralicci sono pertanto accostati alla trave di bordo dal lato dell'angolo ottuso ed uno da quella dell'angolo acuto (Fig.12).

In fase di varo non è stato necessario utilizzare precompressione provvisoria, nonostante le sollecitazioni in tale contesto fossero sostanzialmente differenti da quelle in esercizio e nonostante il peso proprio rappresenti circa l' 80% dei carichi totali agenti.

Per ridurre i momenti negativi massimi, opposti a quelli d'esercizio, che si sarebbero avuti con il solettone a circa metà del varo, si è preferito imporre delle distorsioni, sollevando i pattini d'arrivo sulla spalla lato Torino. Questi pattini, realizzati con un sistema idraulico apposito, hanno permesso infatti di mantenere il solettone in fase di varo con una

geometria "concava", evitando trazioni significative all'estradosso delle travi di bordo. La regolazione delle reazioni vincolari, durante le fasi tensionali critiche di avanzamento del solettone, è quindi stata effettuata sulle slitte lato Torino, con l'accortezza però di verificare, attraverso opportune operazioni di pesatura predisposte nella prima fase di avanzamento, anche la corretta distribuzione del peso proprio tra travi di varo e slitte lato Milano. Ciò ha permesso di accertare che le ipotesi progettuali di rigidità reciproca fossero correttamente rispettate e, di conseguenza, che le reazioni vincolari ad esse associate, sensibili anche a variazioni non previste di quota, fossero rispondenti ai modelli di calcolo.



Figura 13– Una fase del varo

Lo stesso sistema idraulico è stato utilizzato per staccare il solettone dalle travi di varo prima degli ultimi metri di spinta, durante i quali il solettone ha poggato solo sui pattini posti sulle due spalle..

Anche le fasi di tesatura sono state studiate, oltre che per minimizzare le perdite e gli effetti localizzati, generati dalle forze di introduzione della precompressione durante le fasi di tiro dei diversi cavi, per limitare le trazioni prodotte in fase di varo all'estradosso delle travi di bordo, entro i valori di norma. Pertanto parte dei cavi di precompressione disposti lungo le travi laterali sono stati tesati a varo longitudinale concluso.

Terminata la movimentazione in direzione longitudinale del primo solettone, si è quindi provveduto ad effettuare una traslazione trasversale per posizionarlo nella sede definitiva (carreggiata direzione Milano) e per permettere il successivo varo, questa volta direttamente in posizione finale, del secondo solettone. Questa procedura ha permesso di allestire un solo campo di prefabbricazione e spinta, localizzato nella carreggiata direzione Torino (Fig.14).



Figura 14 – Il primo solettone è stato traslato, il secondo e pronto per il varo



Figura 15 – Le due strutture in posizione finale. La fortissima obliquità delle strutture è la causa del sorprendente effetto ottico per il quale le due strutture, che sono perfettamente identiche, risultano in foto molto differenti. Questo effetto si spiega facilmente se si considera che tutto il solettone di destra – quello della carreggiata Milano, visibile sullo sfondo – è molto più arretrato rispetto a quello di sinistra – carreggiata Torino.

Il primo solettone è stato gettato, nonostante le pessime condizioni meteorologiche, negli ultimi giorni del mese di

Gennaio 2009 ed il suo varo longitudinale è terminato a fine Marzo. Il secondo solettone è stato gettato negli ultimi giorni

del mese di Aprile ed il varo completato a Maggio. Per il calaggio ed il precarico sugli appoggi è stata sufficiente una settimana. (Fig. 15).

La fortissima obliquità geometrica ha caratterizzato anche le fasi di varo, comportando notevoli complicazioni. Nonostante il varo sia stato effettuato infatti lungo l'asse autostradale e quindi potesse apparire un'operazione sostanzialmente di traslazione longitudinale lungo tale asse (lo stesso dei tralicci di varo), la variazione delle reazioni verticali sui vari elementi di scorrimento (muretti di varo e slitte), durante l'avanzamento, associata con la asimmetria tra lato destro e sinistro dovuta all'obliquità, ha comportato la nascita di forti coppie rotazionali. In altre parole i due angoli ottusi, uno avanzato lato Torino a Sud ed uno arretrato lato Milano a Nord, si sono caricati differenzialmente nelle diverse fasi di varo causando reazioni attrittive sbilanciate tra i due allineamenti ed in definitiva delle coppie che tendevano a far ruotare planimetricamente il manufatto. Questo fenomeno, in forma più blanda, esiste anche per le prime fasi di spinta di viadotti standard, ma si esaurisce rapidamente all'aumentare della lunghezza varata, sino a diventare completamente trascurabile dopo che sono state varate le prime due campate circa.

Un'ultima curiosità, da cui possono senz'altro essere tratti diversi spunti di riflessione è stata la seguente. Terminato il varo longitudinale il primo solettone ha poggato per alcuni giorni su degli appoggi provvisori che avevano una posizione planimetrica differente da quella degli appoggi definitivi (due appoggi per allineamento in corrispondenza delle travi di bordo). In questa configurazione non prevista, l'opera ha manifestato una freccia in mezz'opera facilmente apprezzabile ad occhio nudo (circa 8 cm). Nonostante il modello di calcolo prevedesse questo comportamento e fornisse dei valori tensionali associati compatibili con la resistenza del calcestruzzo utilizzato, l'effetto era senz'altro inusuale.

Una volta calata sugli appoggi definitivi e completate le operazioni di regolazione delle quote degli appoggi, l'opera ha quindi recuperato la deformazione, riallineandosi ai valori di freccia attesi e dimostrando così una notevole elasticità ed una sensibilità molto elevata rispetto al posizionamento planimetrico degli appoggi. Tale sensibilità è senza dubbio ancora dovuta alla fortissima obliquità ed all'effetto irrigidente sui lati longitudinali realizzato dalle travi di bordo. Anche se molte strutture in c.a.p. di grande luce posseggono una flessibilità apprezzabile ad occhio nudo, una deformabilità così evidente in piastre di luci similari è un fatto che ha sorpreso chi non aveva avuto modo di studiarne il comportamento attraverso il modello numerico.

CONCLUSIONI

Un insieme di condizioni al contorno fortemente stringenti hanno determinato la realizzazione di un'opera di scavalco delle linee ferroviarie storiche a Certosa che si distingue oltre che per le dimensioni imponenti e la forte snellezza anche per una serie di peculiarità legate alla fortissima obliquità ed al sistema di varo adottato.

Nonostante l'opera sia quindi unica nel suo genere, si possono comunque trarre alcune conclusioni di carattere generale e dunque valide anche per altre strutture in cemento armato in ambito stradale e ferroviario.

- Il varo a spinta del manufatto si è confermata una soluzione particolarmente efficace, sia dal punto di vista tecnico che da quello dei tempi e costi di realizzazione. Il getto in opera permette infatti oggi di realizzare manufatti monolitici di ottima fattura che non necessitano di essere trasportati, movimentati e quindi solidarizzati in opera,

con gli ovvi benefici tecnico-economici, che si hanno dalla eliminazione di ciascuna delle tre fasi citate. Il varo a spinta è sorprendentemente facile e spedito; tale tecnica dovrebbe sempre essere presa in considerazione quando si progettano luci importanti, sia che si tratti di strutture metalliche che di opere in c.a.p.

- Le strutture a via inferiore in c.a. e c.a.p. hanno delle grandi potenzialità che potranno trovare sicuramente delle interessanti applicazioni anche in altre situazioni. Contrariamente infatti alle strutture a via inferiore metalliche, le strutture in c.a.p. hanno una maggiore robustezza e quindi non soffrono di problemi di instabilità da urto accidentale che è invece il punto debole di quelle in acciaio.
- L'utilizzo di calcestruzzi ad alta ed altissima resistenza, soprattutto quando associati ad elevata duttilità per l'impiego di fibre, ha di fatto reso possibile la realizzazione di strutture in c.a. e c.a.p. con un comportamento molto differente da quello a cui eravamo abituati nel secolo scorso. Nel calcolo di queste strutture è necessario prestare particolare attenzione a problemi di snellezza, flessibilità e controllo della fessurazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] LEONHARDT, F. (1980), *Vorlesungen über Massivbauca; Grundlagen der Vorspannung*; Springer Verlag, Berlin / Heidelberg / New York.
- [2] PERANGELI, M., PETRANGELI, M., (2006), *Launching on Supple Skates*, 7th Int. Conf. on Short & Medium Span Bridges, IABSE, Montréal, Aug. 23-25, 2006.
- [3] ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL, (1999), *Guide des ponts poussés*, Presses de l'École Nationale Des Ponts Chaussées.

RISULTATI DI PROVE SPERIMENTALI PSEUDO-STATICHE CON CARICO ORIZZONTALE CICLICO EFFETTUATE SU PARETI TOZZE IN C.A. GETTATE IN OPERA REALIZZATE CON LA TECNOLOGIA DEL PANNELLO DI SUPPORTO IN POLISTIRENE

Tomaso Trombetti, Stefano Silvestri, Giada Gasparini, Ilaria Ricci¹

¹ Dipartimento DICAM, Università di Bologna

SOMMARIO

Negli ultimi anni lo studio del comportamento sismico di strutture a pareti portanti in c.a. è stato oggetto di numerosi lavori di ricerca. Questa memoria presenta i risultati di una estesa campagna di prove sperimentali, condotta dall'Università di Bologna presso il Laboratorio Eucentre di Pavia, tesa alla valutazione del comportamento sismico di sistemi strutturali composti da pareti in cemento armato gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene. Molteplici sono i fattori che influenzano il comportamento sismico di tali strutture ma l'aspetto finora meno noto riguarda il loro comportamento nel piano. A tal fine sono state condotte prove in controllo di spostamento con azione orizzontale ciclica su pareti tozze (3m di altezza per 3m di lunghezza) piene e forate. I risultati delle prove sperimentali effettuate hanno mostrato che le pareti sono caratterizzate da: (i) l'assenza di un vero e proprio collasso, (ii) un quadro fessurativo che denota un meccanismo di rottura di tipo flessionale, (iii) la capacità di mantenere, a fronte di carichi orizzontali crescenti, un'ottimale portanza anche nei confronti dei carichi verticali, (iv) un'elevata portanza nei confronti dei carichi orizzontali. Da una prima interpretazione di tali risultati è emerso che le pareti sono caratterizzate da: (i) un buon comportamento duttile; (ii) da un elevato valore del fattore di sovrarresistenza; (iii) da un modesto degrado delle resistenze in funzione dei cicli di carico, (iv) da buone capacità dissipative.

SUMMARY

In recent years, the seismic behaviour of structural systems composed of squat concrete walls has been the object of a renovate interest. This paper presents the results obtained in a wide experimental campaign carried out as a joint effort between the University of Bologna and the Eucentre labs in Pavia. This effort was devoted at the assessment of the seismic performances of cellular structures composed cast in situ sandwich squat concrete walls. In order to obtain a full characterization of seismic behaviour (stiffness, strength, ductility, energy-dissipation) of such structures, a number of tests were performed upon two dimensional (3.0 m by 3.0 m) cast in situ sandwich squat concrete walls (with and without openings). In the experimental tests a number of horizontal in-plane loading cycles were imposed to the specimens, while the vertical load was kept constant. The results obtained have shown that the tested elements are characterized by: (i) absence of a real failure; (ii) high values of the maximum horizontal load applied to the structural systems (higher than the applied vertical load); (iii) residual bearing capacity w.r.t. the vertical loads, also when large lateral deformations were developed; (iv) a good degree of kinematic ductility.

1. INTRODUZIONE

Numerose tecniche costruttive innovative ([6] e [7]), caratterizzate da un moderato costo di costruzione, da limitati tempi di messa in opera, da una grande flessibilità costruttiva e da una elevata efficienza termoacustica, sono state proposte, negli ultimi anni, per l'attuazione di programmi di realizzazione edilizia intensiva di grandi quantità di edifici residenziali di modesta altezza, attivati a livello mondiale. Per questo motivo, i tradizionali sistemi costruttivi basati sull'uso di elementi in cemento armato gettato in opera, di elementi prefabbricati in c.a. e di pareti in muratura portante, sono stati affiancati da sistemi costruttivi alternativi basati sull'impiego di materiali e tecniche innovativi. In particolare, appaiono

essere estremamente promettenti quei sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettate in opera, che utilizzano un materiale leggero (per esempio il polistirene) come cassero (come nel caso delle Insulated Concrete Forms, ICFs) o come supporto (come nel caso del Shotcrete, i.e. pannelli modulari di supporto in polistirene, prefabbricati e prearmati) per il tradizionale calcestruzzo. Nonostante i sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettate in opera siano stati ampiamente utilizzati nel corso degli anni per realizzare costruzioni in zona non sismica o in zona di bassa sismicità, il loro comportamento sismico non è stato ancora pienamente investigato. Per questa ragione, recentemente, è stata condotta un'estesa campagna di prove sperimentali relativa al

comportamento pseudo-statico di pareti tozze di tipo sandwich soggette a carico orizzontale ciclico. Questa campagna sperimentale è stata progettata ed interpretata dall'Università di Bologna ed è stata condotta presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo Eucentre di Pavia. Questa memoria illustra i dettagli del sistema costruttivo in esame e descrive la campagna di prove sperimentali di cui sopra e i principali risultati ottenuti. È bene notare che la descrizione del sistema costruttivo in esame e dei risultati delle prove sperimentali fanno specifico riferimento ai prodotti di Nidyon Costruzioni S.p.A. (Rimini, Italia); ciononostante, le osservazioni e le conclusioni tratte da questa ricerca possono essere considerate di validità generale e quindi applicabili a qualsiasi genere di sistema strutturale costituito da pareti tozze in c.a. gettate in opera.

2. IL SISTEMA COSTRUTTIVO IN ESAME: IDENTIFICAZIONE DELLE SUE PECULIARITÀ

2.1 I pannelli modulari

Il sistema costruttivo in esame si basa sulla produzione e l'impiego di pannelli modulari in polistirene, prefabbricati e prearmati, (nel seguito indicati semplicemente come pannelli modulari) che fungono da supporto per il successivo getto di calcestruzzo strutturale. Con riferimento agli specifici prodotti sviluppati da Nidyon Costruzioni, questi pannelli modulari (Figura 1a) hanno una larghezza di 1120 mm e un'altezza variabile uguale all'altezza di interpiano. Essi sono costituiti da un singolo strato di polistirene espanso sinterizzato (EPS) (sagomato con un profilo ad onda nella direzione orizzontale) di spessore variabile tra i 60÷160 mm (i pannelli possono essere prodotti in differenti spessori per far fronte a necessità specifiche di isolamento termico ed acustico) che è inserito tra due reti elettrosaldate. Le reti elettrosaldate sono ottenute a partire da fili lisci, tipicamente realizzati utilizzando acciaio zincato con basso contenuto di carbonio e tensione di rottura di $f_{tk}=700$ MPa, classificato come "C7D", caratterizzati da un diametro di 2.5 mm e una maglia di 5x5 cm. Le due reti elettrosaldate sono collegate con connettori metallici di diametro pari a 3 mm disposti in quantità di 47 al m² che vengono inseriti all'interno dello strato in polistirene e adeguatamente saldati alle reti in fase di produzione.

2.2 Le pareti tozze in cemento armato gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene

In cantiere, i pannelli modulari sono posizionati uno affianco all'altro (in accordo con il progetto architettonico) in modo da ottenere la cosiddetta parete di supporto delle dimensioni desiderate (come rappresentato a titolo esemplificativo in Figura 2) che costituirà, appunto, il supporto per la realizzazione successiva della parete in c.a.. I pannelli modulari sono caratterizzati da un particolare design (le reti si sovrappongono per circa 100 mm) delle estremità (rappresentato in Figura 1a) al fine di garantire, ad assemblaggio terminato, la continuità delle armature orizzontali. Un adeguato numero di armature integrative (tipicamente 1+1 ϕ 12 e barre ad U ϕ 8/50 realizzate con acciaio di tipo B450C) viene previsto (i.e. disposto alle estremità della parete di supporto, o a riquadro delle aperture) per fornire una maggiore resistenza, specie nelle zone in cui l'azione sismica

provoca alti livelli di sollecitazioni. Una volta che le pareti di supporto sono state completate, due strati di calcestruzzo (ciascuno di spessore mediamente pari a circa 40 mm) vengono proiettati su ciascun lato in modo da ottenere la parete tozza in c.a. gettata in opera realizzata con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene. Gli strati di calcestruzzo vengono applicati in due fasi distinte: su ogni lato della parete di supporto, viene proiettato (i) un primo strato, di spessore pari a circa 20 mm, fino al raggiungimento di un parziale ricoprimento delle reti elettrosaldate e (ii), una volta indurito lo strato precedentemente applicato, un ulteriore strato fino al raggiungimento dello spessore complessivo desiderato. Infine, le pareti vengono completate con apposita rasatura e tinteggiatura. Il calcestruzzo tipicamente impiegato è caratterizzato da una resistenza a compressione (resistenza cubica, R_{ck}, in accordo con le prescrizioni previste dagli Eurocodici) pari ad almeno 30MPa (frattile 5%) e da uno slump di categoria S5 (inerti di diametro massimo pari a circa 3 mm). La quantità di armatura fornita dalle reti elettrosaldate ϕ 2.5/5 cm x 5 cm, assieme allo spessore complessivo dei due strati di calcestruzzo che costituiscono la parete finale in c.a. (4+4 cm), conducono ad una percentuale di armatura pari a 0.00245% (senza considerare le barre aggiuntive). I due strati in c.a. "centrifugati" sono connessi tra loro attraverso connettori di diametro pari a 3 mm saldati alle reti elettrosaldate, in stabilimento, in fase di produzione di ciascun pannello modulare. Ciò consente di considerare collaboranti i due strati in c.a. e quindi di considerare la parete sandwich monolitica. Nei seguenti paragrafi le pareti tozze in cemento armato gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene saranno sinteticamente indicate come pareti sandwich o semplicemente come pareti.

2.3 La connessione tra le pareti e la fondazione

Le fondazioni delle strutture in esame sono realizzate secondo i metodi tradizionali (travi di fondazione, platee, platee su pali, in funzione delle caratteristiche del terreno). Dalle fondazioni spiccano delle barre di ripresa (tipicamente 1+1 ϕ 8/50cm o 1+1 ϕ 8/30cm realizzate con acciaio di tipo B450C) alle quali sono collegati i pannelli modulari (avendo l'accortezza di far passare le riprese all'interno delle reti elettrosaldate) come è rappresentato, a titolo esemplificativo in Figura 2.

2.4 Le connessioni tra pareti ortogonali

Le pareti ortogonali sono connesse le une alle altre attraverso speciali connessioni. La speciale progettazione di tali connessioni è stata sviluppata al fine di assicurare la completa trasmissione delle azioni (i.e. taglio, flessione, ed eventualmente sforzo assiale) che si esercitano tra le pareti ortogonali. In questo modo, è possibile ottenere, un sistema strutturale caratterizzato da un comportamento scatolare/cellulare nei confronti delle azioni orizzontali. Inoltre, per garantire la trasmissione delle azioni tra pareti ortogonali anche in caso di eventi sismici rari, queste connessioni sono state progettate seguendo l'approccio della Gerarchia delle Resistenze, secondo il quale, le pareti dovranno raggiungere lo snervamento prima delle connessioni (che dovranno rimanere in campo elastico lineare). Queste connessioni sono realizzate utilizzando pannelli adeguatamente sagomati ("pannelli speciali"), disponendo un

appropriato quantitativo di armatura, orizzontale e verticale (da progettare, in funzione della struttura specifica, sulla base dei principi sotto descritti), all'interno di "casseri" ricavati (attraverso intagli di alcune porzioni di polistirene) nei pannelli di polistirene e riempiendoli, successivamente, con il quantitativo necessario di calcestruzzo (per queste connessioni si può utilizzare la stessa miscela di calcestruzzo che viene spruzzata sulle pareti di supporto). Generalmente, per edifici da civile abitazione, l'armatura orizzontale e verticale risulta, rispettivamente, pari a $1+1\phi 12$ (o $1\phi 16$) e $\phi 8/50\text{cm}$ (o $\phi 8/30\text{cm}$). La figura 3 rappresenta i pannelli speciali utilizzati per realizzare le connessioni tra due, tre e quattro pareti ortogonali.

2.5 Le connessioni tra pareti e solai

Tipicamente, i solai sono realizzati secondo i metodi tradizionali, al fine di ottenere strutture orizzontali caratterizzate da elevati valori di rigidità e resistenza nel piano. Questo comportamento risulta essere fondamentale al fine di trasferire le azioni orizzontali (dovute all'azione sismica) alle pareti ottenendo così il comportamento scatolare desiderato per il quale ciascuna parete lavora sostanzialmente con azioni agenti nel piano. Le pareti sono connesse ai solai attraverso speciali cordoli in c.a. disposti sulla sommità delle pareti. Questi cordoli sono realizzati come segue:

- sulla sommità di ciascuna parete viene realizzata un'apposita gabbia d'armatura, composta da quattro (tipicamente $\phi 12$ o $\phi 16$) barre orizzontali inserite all'interno di due "cuffie" (ferri a U tipicamente $\phi 8/50\text{cm}$ o $\phi 8/30\text{cm}$) adeguatamente distanziate e orientate in maniera opposta l'una rispetto all'altra,
- le casseforme per i solai sono disposti affianco alla sommità della parete a filo della superficie finita della parete sottostante;
- viene versato il quantitativo necessario di calcestruzzo a completamento, contemporaneo, dei cordoli e dei solai (si può utilizzare la stessa miscela di calcestruzzo che viene spruzzata sulle pareti di supporto oppure, un calcestruzzo di pari caratteristiche meccaniche avente una normale granulometria di inerti).

I cordoli così ottenuti hanno una larghezza pari allo spessore delle pareti sottostanti. I dettagli di questo genere di connessione (rappresentata in Figura 4) sono stati appositamente studiati, seguendo i principi della Gerarchia delle Resistenze, per garantire che:

- i carichi gravitazionali siano trasmessi dal solaio su entrambi gli strati portanti della parete sandwich sottostante;
- le forze orizzontali dovute all'accelerazione sismica siano trasmesse alle pareti parallele come sforzi di taglio nel piano;
- le forze orizzontali indotte dall'azione sismica siano trasmesse alle pareti perpendicolari all'azione sismica come sforzi normali (i.e. tira e spingi) grazie al comportamento scatolare.

2.6 Il sistema strutturale così ottenuto e le sue caratteristiche salienti

Il sistema strutturale in esame è tipicamente utilizzato per la realizzazione di edifici di modesta altezza nei quali le pareti sono caratterizzate da un'altezza minore o paragonabile alla

larghezza. Questa configurazione geometrica consente di considerare queste pareti come tozze e di trascurare gli effetti di shear-lag [2]. Sulla base della configurazione meccanica e geometrica descritta nei paragrafi precedenti, le caratteristiche salienti del sistema strutturale costituito da pareti tozze in c.a. gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene, possono essere sintetizzate come segue:

- si tratta di un sistema strutturale costituito da *pareti tozze* (e non snelle) gettate in opera;
- si tratta di un sistema strutturale caratterizzato da un *comportamento scatolare/cellulare* che consente di poter contare su elevate resistenze (che consentono di non dover far ricorso al comportamento post-elastico e alla duttilità) ed elevate rigidità torsionali; il comportamento scatolare assicura che le azioni orizzontali generino essenzialmente azioni agenti nel piano delle pareti (azioni di taglio nelle pareti parallele e azioni assiali in quelle perpendicolari);
- il sistema è costituito da *pareti sandwich* (uno strato centrale di polistirene tra due in c.c.a.);
- le pareti sono caratterizzate da *bassi valori delle tensioni verticali*;
- si tratta di un sistema strutturale caratterizzato da *basse percentuali di armatura verticale*;
- il sistema è caratterizzato dallo stesso quantitativo di armatura orizzontale e verticale, garantendo il principio di gerarchia delle resistenze fra flessionale e taglio delle pareti;
- le connessioni sono armate con un quantitativo di armatura almeno pari all'armatura orizzontale, garantendo il principio di gerarchia delle resistenze fra pareti connessioni.

3. OBIETTIVO DELLA CAMPAGNA DI PROVE SPERIMENTALI

L'obiettivo principale della campagna di prove sperimentali condotta dall'Università di Bologna presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo Eucentre di Pavia è stato quello di verificare il comportamento pseudo-statico sotto azioni orizzontali cicliche di una singola parete sandwich per ottenere informazioni relative al comportamento sismico delle strutture cellulari costituite da pareti sandwich.

4. LA CAMPAGNA DI PROVE SPERIMENTALI

Per ottenere una corretta caratterizzazione del comportamento sismico (rigidità, resistenza, duttilità e capacità dissipative) dei sistemi strutturali in esame, sono state condotte una serie di prove sperimentali su pareti sandwich in scala reale con e senza aperture.

Al fine di simulare l'azione del sisma, tutte le pareti provate sono state sottoposte a carichi ciclici (nel piano) orizzontali a "doppio effetto" (intendendo con questa espressione lo sviluppo di cicli di carico sia in una direzione che in quella opposta). Tutti i cicli di carico orizzontale sono stati sviluppati in controllo di spostamento, accoppiati alla applicazione di un carico verticale costante. I cicli di carico sono stati eseguiti imponendo agli elementi di prova dei target di spostamento (i.e. spostamenti massimi positivi e negativi)

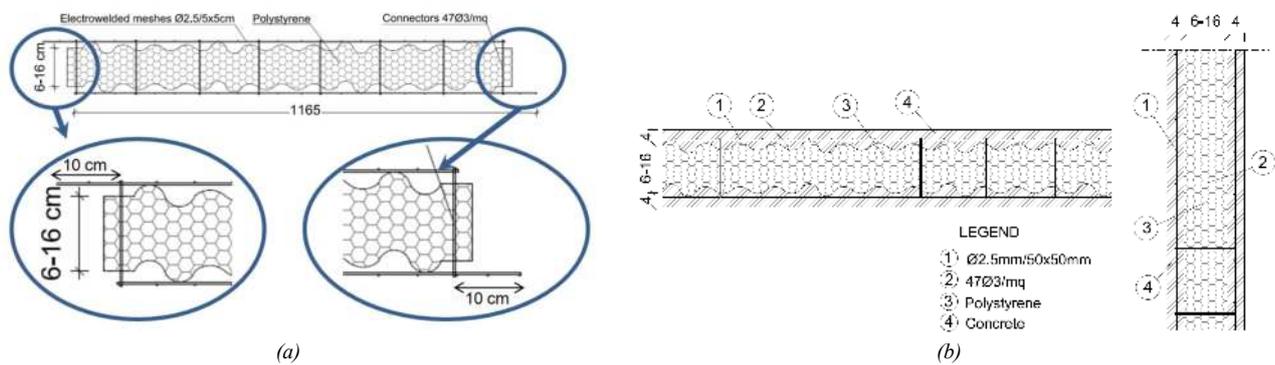


Figura 1: (a) Sezione orizzontale di un pannello modulare con ingrandimento sul dettaglio con cui vengono realizzate le sue estremità al fine di garantire, ad assemblaggio terminato, la continuità delle armature orizzontali. (b) La parete sandwich.



Figura 2: Esempi illustrativi relativi al tipico assemblaggio dei pannelli modulari per realizzare la parete di supporto da completare successivamente con il getto dei due strati di calcestruzzo.

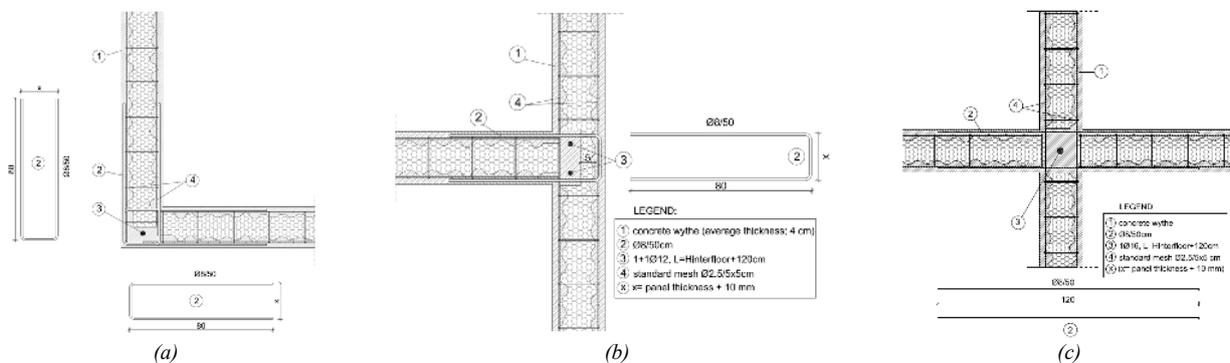


Figura 3: "Pannelli speciali" utilizzati per la realizzazione delle connessioni tra (a) due, (b) tre e (c) quattro pareti ortogonali.

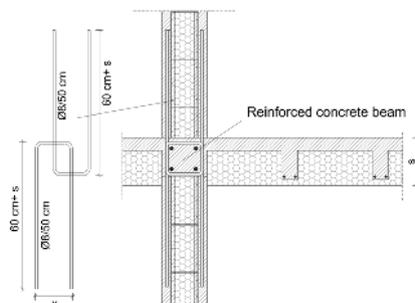


Figura 4: Connessione tra pareti e solai.

crescenti a passo non costante per 3 cicli completi di carico. Il passo con cui imporre i target di spostamento è stato tarato sulla base delle risultanze sperimentali, cercando un giusto compromesso tra un valore eccessivamente piccolo (che avrebbe potuto causare una crisi per fatica dell'elemento) ed uno eccessivamente grande (che avrebbe impedito di cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento di tali elementi sotto carichi ciclici). Per ogni pannello provato, sono stati presi in considerazione 5 o 6 target di spostamento; in particolare, sono stati considerati dei target di spostamento relativamente bassi per:

- consentire l'assestamento dell'elemento (tipicamente 0.1 %);
- valutarne il comportamento in campo elastico lineare;
- individuarne lo snervamento;

e target di spostamento relativamente elevati per:

- valutare il comportamento non lineare;
- individuarne la deformazione massima.

Durante ciascuna prova è stato dunque sviluppato volutamente (per valutare l'eventuale degrado di resistenza degli elementi provati) un elevato numero di cicli di carico (in media sono stati effettuati 30 cicli di carico sia positivi che negativi).

I carichi orizzontali sono stati incrementati fino al raggiungimento della condizione di "collasso virtuale" (con tale espressione si intende il manifestarsi di una evidente riduzione della resistenza laterale dell'elemento provato). In corrispondenza di tale condizione è stato misurato lo spostamento ultimo sviluppato dal pannello e la prova è stata interrotta.

5. DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI PROVE SPERIMENTALI

Le prove sperimentali sono state condotte sulle seguenti tipologie di pareti:

- pareti quadrate di lato pari a 3 m prive di aperture (parete di tipo A, Figura 5a);
- pareti quadrate di lato pari a 3 m con apertura centrale di lato pari ad 1 m (parete di tipo B, Figura 5b).

In particolare, tutte le pareti provate hanno dimensioni pari a 300 cm x 275 cm e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (i.e. uno strato centrale in polistirene di spessore pari a 10 cm + due strati in c.c.a. ciascuno di spessore pari a 4 cm). L'altezza delle pareti provate è paragonabile a quella delle pareti che compongono gli edifici comunemente realizzati.

I campioni di prova sono stati realizzati seguendo la stessa sequenza e gli stessi dettagli costruttivi descritti nei paragrafi precedenti. In figura 5 a e b sono riportate le armature delle pareti; in particolare:

- in corrispondenza delle estremità laterali del pannello di supporto e in corrispondenza dei lati dell'apertura sono stati disposti 2+2 ϕ 12 (incatenamenti d'estremità) all'interno di barre a U (ϕ 8/50cm);
- su ciascun lato della parete di tipo B, in corrispondenza degli angoli dell'apertura, sono state disposte 4+4 reti elettrosaldate ϕ 2.5/5x5 cm in acciaio zincato di dimensioni pari a 30 cm x 60 cm, orientate di 45°.

Ciascuna parete presenta un cordolo di sommità in c.a. di dimensioni trasversali 18 cm x 25 cm (armato con 2+2 ϕ 16 e staffe ϕ 10/15cm passo 15cm) avente la triplice finalità (i) di

simulare la presenza del tipico cordolo di piano, (ii) di consentire una uniforme ripartizione dei carichi orizzontali da parte del martinetto (in modo da simulare al meglio l'effettiva azione orizzontale da sisma) e (iii) di consentire una uniforme ripartizione dei carichi verticali. La connessione tra cordolo e parete è stata realizzata mediante barre ad U (ϕ 8/50cm) inserite all'interno delle reti elettrosaldate che costituiscono l'armatura diffusa della parete.

La fondazione delle pareti consiste in una piastra in c.a. di dimensioni pari a 170x40 cm (armata con 9+9 ϕ 16 e staffe ϕ 12/10cm). Il collegamento tra le pareti e la fondazione è stato realizzato con ϕ 8/50cm, che nel caso delle pareti provate nei test numero 5 e 6 sono state inserite (come da particolare costruttivo), all'interno delle reti elettrosaldate che costituiscono l'armatura diffusa della parete, mentre nel caso delle pareti provate nei test numero 1, 2, 3 e 4 tale accorgimento non è stato applicato a causa di un errore dell'impresa costruttrice.

I materiali prescritti per la realizzazione delle pareti sono quelli presenti sul mercato e tipicamente utilizzati per la realizzazione delle pareti sandwich; in particolare:

- calcestruzzo caratterizzato da $R_{ck} = 30$ MPa;
- acciaio galvanizzato con basso contenuto di carbonio e resistenza a rottura pari a $f_{tk} = 700$ MPa, classificato come "C7D";
- barre ad aderenza migliorata con una tensione di snervamento pari a $f_{yk} = 450$ MPa (B450C) impiegate per le armature aggiuntive e le connessioni.

Per ogni parete, sono state condotte delle prove di compressione su un adeguato numero di cubetti standard di calcestruzzo (di dimensioni pari a 150x150x150mm) e delle prove di trazione su un adeguato numero di barre ad aderenza migliorata (i.e. ϕ 8 and ϕ 12) e sui fili di acciaio zincato utilizzati per le reti elettrosaldate. Queste prove sono state condotte per verificare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il carico orizzontale è stato applicato a tutte le pareti provate tramite un attuatore in grado di esplicitare una forza nota sia in trazione che in compressione mediante un martinetto idraulico. In particolare, il carico orizzontale è stato applicato in corrispondenza del cordolo delle pareti.

I carichi verticali sono stati applicati mediante due martinetti idraulici agenti su una trave a doppio T munita di irrigidimenti verticali appoggiata sulla sommità del cordolo. Tutte le pareti sono state opportunamente controventate per impedire l'instabilità laterale.

Sono state condotte sei prove:

- 4 sulle pareti di tipo A (prove numero 1, 2, 5 e 6);
- 2 sulle pareti di tipo B (prove numero 3 e 4).

Le pareti sono state sottoposte ad un ampio range di valori dei carichi verticali, con l'obiettivo di simulare il tasso di lavoro sotto carichi verticali sia in condizioni "standard" che in condizioni più gravose.

6. RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI PROVE SPERIMENTALI

In questa sezione, saranno riportati i primi risultati in termini di diagramma forza-spostamento e di meccanismo di collasso della parete ottenuti dalle sei prove condotte.

Nelle figure 6 e 8 sono riportati i diagrammi forza-spostamento in sommità ottenuti per le prove 1, 2, 3, 4, 5 e 6. I

diagrammi forza-spostamento relativi alle prove 1, 2, 3 e 4 mostrano la presenza del pinching (qui inteso come una peculiare forma schiacciata del diagramma forza-spostamento dovuta allo scorrimento in corrispondenza della connessione tra struttura e fondazione che causa spostamenti orizzontali localizzati di rilevante entità) mentre quelli relativi alle prove 5 e 6 no. Questa differenza può essere spiegata con la diversa modalità di realizzazione della connessione tra parete e fondazione (le riprese non erano state inserite all'interno delle reti elettrosaldate del pannello modulare nel caso delle prove 1, 2, 3 e 4 mentre nel caso delle prove 5 e 6 le riprese erano state correttamente inserite all'interno delle reti).

In figura 6 e 8 sono riportati in nero gli involuipi dei diagrammi forza-spostamento ottenuti per ciascun ciclo nelle prove 1, 2, 3, 4, 5 e 6.

Le figure 7 e 9 mostra il quadro fessurativo (nella condizione di collasso virtuale) ottenuto durante ciascuna prova. Tutti questi quadri fessurativi indicano chiaramente un meccanismo di collasso tipicamente flessionale.

Tutte le pareti senza aperture hanno mantenuto la loro capacità di sopportare carichi verticali nella condizione di collasso virtuale.

La prima fessura si è manifestata per un valore di interstorey drift (ID) pari a 0.1% mentre le fessure successive si sono manifestate per IDs pari a 0.2%, 0.4%, 0.6%. Per valori di interstorey drifts più elevati (superiori allo 0.6%, fino al massimo ID applicato) non sono comparse ulteriori fessure e si è osservato esclusivamente l'allargamento delle fessure già presenti. In ogni caso, come appare evidente dalle figure 7 e 9, l'ampiezza finale delle fessure è risultata essere modesta: l'apertura massima misurata è stata inferiore a 0.40 mm. Per questa ragione, si può affermare che il quadro fessurativo si è mantenuto stabile durante tutte le prove.

Inoltre, osservando i quadri fessurativi riportati nelle figure 7 e 9 è possibile notare che non si è verificato lo schiacciamento del calcestruzzo, ad eccezione di fenomeni locali che si sono sviluppati alla base delle pareti nelle prove 1, 2, 3 e 4 che sono in ogni caso risultano fortemente collegati allo specifico dettaglio costruttivo realizzato in corrispondenza della connessione tra parete e fondazione e che non hanno a che fare con il comportamento globale delle pareti.

Infine, l'osservazione complessiva delle figure 6 e 8 indica che le significative variazioni nei valori dello sforzo assiale applicato alle pareti (i.e. carichi verticali applicati alle pareti variabili tra 50 kN e 250 kN) non hanno sostanzialmente modificano il comportamento delle pareti nei confronti delle azioni orizzontali.

Da una prima osservazione dei risultati finora presentati è possibile notare che il comportamento globale della pareti con aperture è molto simile a quello delle pareti senza aperture osservato nelle prove 1 e 2, e quindi la presenza dell'apertura non sembra modificare la risposta delle pareti.

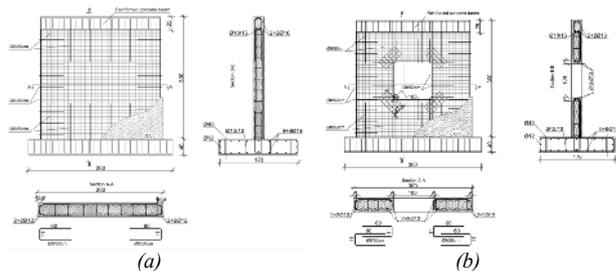


Figura 5: Armature (a) parete di tipo A; (b) parete di tipo B.

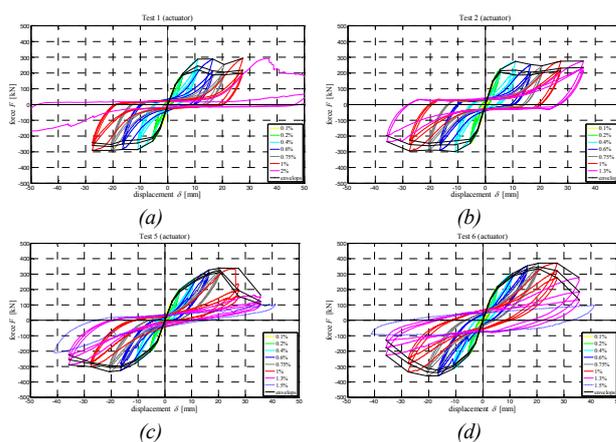


Figure 6: Forza vs. spostamento in sommità: (a) Prova 1 ($N = 50$ kN); (b) Prova 2 ($N = 100$ kN); (c) Prova 5 ($N = 100$ kN); (d) Prova 6 ($N = 250$ kN).

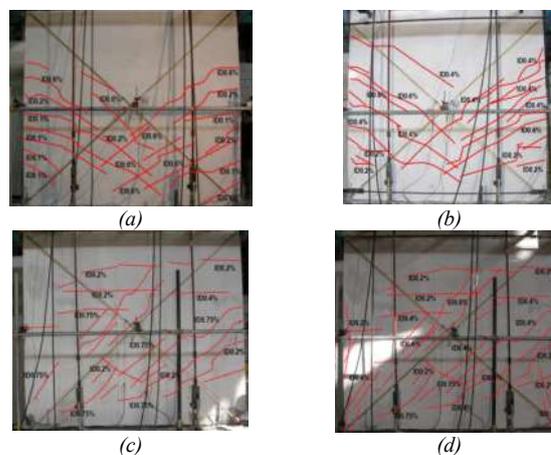


Figura 7: Quadro fessurativo: (a) Prova 1; (b) Prova 2; (c) Prova 5; (d) Prova 6.

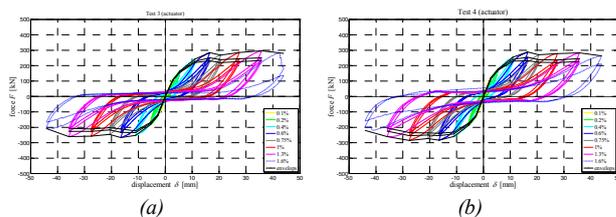


Figure 8: Forza vs. spostamento in sommità: (a) Prova 3 ($N = 50$ kN); (b) Prova 4 ($N = 100$ kN).

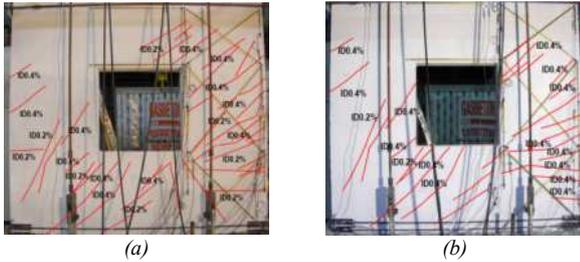


Figura 9: Quadro fessurativo: (a) Prova 3; (b) Prova 4.

6.1 Comportamento a trazione e compressione

Lo spostamento orizzontale è stato imposto alle pareti attraverso un singolo attuatore in grado di agire sia in trazione che in compressione. Da un punto di vista teorico, il comportamento pseudo-statico di ciascuna parete dovrebbe essere uguale sia in trazione che in compressione per ragioni di simmetria. In ogni caso, è chiaro che, da un punto di vista pratico, le modalità di applicazione del carico potrebbero indurre alcune differenze tra la risposta in compressione e in trazione della parete. Per verificare l'entità di tale problematica, i valori assoluti degli inviluppi dei diagrammi forza-spostamento sono confrontati e sovrapposti nello stesso quadrante positivo assieme al loro inviluppo medio. Come esempio, la figura 7 presenta gli inviluppi in trazione, compressione e il corrispondente inviluppo medio relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico per la prova 1. I risultati relativi alle prove 2, 5 e 6 mostrano andamenti simili a quelli ottenuti per la prova 1. La tabella 1 mostra, per ciascuna prova e per ciascun ciclo, i valori medi dello standard error [1] valutato sugli interstorey drifts imposti mediante la formula seguente:

$$s_i = \frac{1}{J} \cdot \sum_{j=1}^J \sqrt{\frac{(F_{jT} - \mu_j)^2 + (F_{jC} - \mu_j)^2}{2}}$$

In cui:

- J : è il numero totale di interstorey drifts imposti;
- F_{jT} : è la massima forza raggiunta in trazione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;
- F_{jC} : è la massima forza raggiunta in trazione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

$$\mu_j = (F_{jT} + F_{jC}) / 2.$$

L'ultima colonna della tabella 3 mostra, per una data prova, i valori medi sui cicli di s_i , valutati come:

$$\bar{s} = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 s_i$$

La tabella 1 mostra che gli standard errors sono limitati a valori minori di 17 kN. Tali valori sono trascurabili rispetto ai valori di forza raggiunti durante le prove (dai 150 kN ai 300 kN). Ciò consente di affermare che gli inviluppi in trazione e compressione sono sufficientemente simili e quindi è possibile, nella trattazione successiva, fare riferimento all'inviluppo medio.

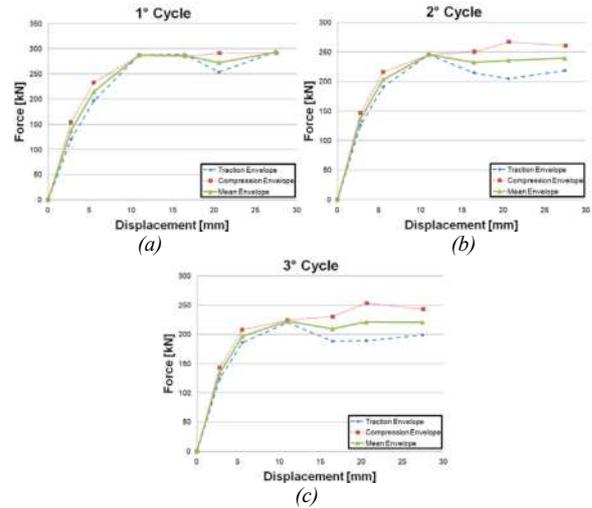


Figura 10: Prova 1: inviluppi in trazione, in compressione e inviluppo medio relativi al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo.

6.2 La schematizzazione bilineare

Per sviluppare una prima interpretazione dei risultati ottenuti, è stata introdotta una schematizzazione bilineare degli inviluppi reali del diagramma forza-spostamento; tale schematizzazione è stata definita come segue:

- la rigidezza, k , che definisce il primo tratto elastico lineare del diagramma bilineare, è stata fissata pari alla rigidezza dell'inviluppo medio del diagramma forza-spostamento sperimentale
- la forza di snervamento, F_y , che identifica il secondo tratto del diagramma bilineare, è stata ricavata attraverso il criterio energetico proposto nelle FEMA [3] imponendo l'uguaglianza delle aree comprese tra la curva reale e quella idealizzata;
- lo spostamento di snervamento, δ_y , è stato valutato attraverso la relazione F_y/k ;
- lo spostamento ultimo, δ_u , è stato assunto pari allo spostamento massimo raggiunto in condizione di "collasso virtuale".

7. INTERPRETAZIONE DELLA CAMPAGNA DI PROVE SPERIMENTALI

In questa sezione è riportata la prima interpretazione dei risultati precedentemente descritti introducendo diversi indici con l'obiettivo di comprendere pienamente il comportamento ciclico delle pareti.

Per comprendere meglio i risultati delle prove sperimentali, sono state individuate le seguenti proprietà comportamentali:

- duttilità cinematica, definita come il rapporto tra lo spostamento massimo/ultimo (misurato nella condizione di "collasso virtuale"), δ_u , e lo spostamento di snervamento (valutato a partire da una schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento), δ_y ;
- fattore di sovraresistenza (i.e. overstrength factor), Ω , definito come rapporto tra la forza di snervamento, F_y ,

valutata a partire dalla schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento e la forza di primo snervamento (i.e. “first significant yield force” in corrispondenza della quale si forma la prima cerniera plastica), F_{1y} , valutata a partire sia dall’involuppo reale del diagramma forza-spostamento che dalla corrispondente schematizzazione bilineare [3];

- fattore di sovrarresistenza (i.e. overstrength factor), Ω' , definito come rapporto tra la forza massima, F_{max} , valutata a partire dall’involuppo reale del diagramma forza-spostamento e la forza di snervamento, F_y , valutata a partire dalla schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento.

La tabella 1 presenta i risultati ottenuti in termini di duttilità cinematica, fattore di sovrarresistenza Ω , e fattore di sovrarresistenza Ω' .

Tabella 1: Standard errors per ciascuna prova e per ciascun ciclo.

Standard error sui cicli [kN]				
	1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo	Media sui cicli
Prova 1	9.65	15.49	16.36	13.83
Prova 2	14.96	16.23	14.87	15.35
Prova 3	14.01	8.38	7.79	10.06
Prova 4	6.31	4.30	4.73	5.11
Prova 5	14.01	18.70	19.28	17.33
Prova 6	9.81	6.59	6.07	7.49

Tabella 2: (a) Duttilità cinematica; (b) Overstrength factor; (c) Overstrength factor Ω' per ciascuna prova e per ciascun ciclo.

Kinematic ductility					Overstrength Factor Ω				
Test number	1° Cycle	2° Cycle	3° Cycle	Average over the cycles	Test number	1° Cycle	2° Cycle	3° Cycle	Average over cycles
	μ	μ	μ			Ω	Ω	Ω	
Test 1	5.04	5.88	6.25	5.72	Test 1	1.99	1.69	1.60	1.76
Test 2	7.74	8.64	9.18	8.52	Test 2	1.68	1.49	1.42	1.53
Test 3	7.13	6.48	6.83	6.81	Test 3	2.25	2.00	1.92	2.06
Test 4	7.61	6.62	6.93	7.06	Test 4	2.10	1.95	1.84	1.97
Test 5	6.01	6.67	6.91	6.54	Test 5	2.14	1.93	1.86	1.98
Test 6	5.86	6.38	6.83	6.35	Test 6	2.21	2.03	1.89	2.04

(a) (b)

Overstrength Factor Ω'				
Test number	1° Cycle	2° Cycle	3° Cycle	Average over cycles
	Ω'	Ω'	Ω'	
Test 1	1.08	1.07	1.04	1.06
Test 2	1.07	1.05	1.04	1.05
Test 3	1.08	1.07	1.05	1.07
Test 4	1.09	1.08	1.07	1.08
Test 5	1.17	1.24	1.27	1.23
Test 6	1.14	1.19	1.23	1.19

(c)

8. CONCLUSIONI

Questa memoria presenta i risultati di una estesa campagna di prove sperimentali progettate dall’Università di Bologna e condotte presso il Laboratorio Eucentre di Pavia volte alla valutazione del comportamento sismico di sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettato in opera. In

dettaglio, sono state condotte prove pseudo-statiche con carico orizzontale ciclico su pareti tozze (3m di altezza per 3m di lunghezza) piene e forate. I risultati ottenuti dalle sei prove condotte hanno mostrato che le pareti provate sono caratterizzate da:

- l’assenza di un vero e proprio collasso: in tutte le prove, il carico orizzontale è stato incrementato fino alla condizione di “collasso virtuale”, definita come una evidente riduzione della resistenza laterale dell’elemento provato;
- la capacità di mantenere, a fronte di carichi orizzontali crescenti, un’ottimale portanza anche nei confronti dei carichi verticali;
- elevati valori (circa 300 kN) della massima forza orizzontale applicata (più alti dei carichi verticali applicati: 50 kN nella Prova 1, 100kN nella Prova 2 e 5, 250kN nella Prova 6);
- un quadro fessurativo che indica un meccanismo di rottura di tipo flessionale;
- la massima forza orizzontale applicata è sostanzialmente la stessa (circa 300 kN) per tutte le pareti e non è significativamente influenzata dal carico verticale applicato;
- un buon comportamento duttile (valori compresi tra 5.72 e 8.52);
- valori del fattore di sovrarresistenza Ω compresi tra 1.42 e 2.21;
- valori del fattore di sovrarresistenza Ω' compresi tra 1.04 e 1.27.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ANG, A. H-S., TANG, W.H., *Probability Concepts in Engineering, Emphasis on applications to civil and environmental engineering*, John Wiley & Sons inc., 2007.
- [2] COULL A. & STAFFORD SMITH B. 1991 *Tall Buildings Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Sons inc.
- [3] FEMA 356/November 2000 - Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings.
- [4] KHAN Y. S. 2004. *Engineering architecture: the vision of Fazlur R. Khan*. W.W. Norton & Company, New York.
- [5] UANG, C. M. 1991. Comparison of seismic force reduction factors used in U.S.A: and Japan. *Earthquake engineering and structural analysis*, 20:389-397.
- [6] VANDERWERF P. A., FEIGE S. J., CHAMMAS P. & LEMAY L. A. 1997. *Insulating Concrete Forms for Residential Design and Construction*, Mc Graw Hill, New York
- [7] VANDERWERF P. A., PANUSHEV I. S., NICHOLSON M. & KOKONOWSKI D. 2005. *Concrete Systems for Homes and Low-Rise Construction: A Portland Cement Association's Guide for Homes and Lo-Rise Buildings*, Mc Graw Hill, New York.

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI IN C.A.: MODELLAZIONE NUMERICA E ANALISI DEI RISULTATI

Giuseppina Uva¹, Francesco Porco¹, Andrea Fiore¹

¹ Dipartimento Icar, Politecnico di Bari

SOMMARIO

Nella presente nota sono raccolti, sotto forma di report, le risultanze ottenute dalle valutazioni della vulnerabilità di due edifici strategici ubicati in un'area ad alto rischio sismico. Le analisi su tali edifici, oltre ai piani di indagine mirati all'individuazione delle caratteristiche della struttura e dei materiali, pongono particolare approfondimento alla modellazione strutturale ed ai metodi di analisi e verifica secondo le disposizioni delle vigenti normative in materia sismica. Tali contenuti definiranno un piccolo stato dell'arte sulle procedure non lineari di verifica per il costruito esistente, e consentiranno di svolgere alcune considerazioni in merito all'influenza di elementi, usualmente ritenuti secondari, sulla risposta strutturale.

SUMMARY

In this paper are collected in the form of reports, the results obtained from the vulnerability assessments of two strategic buildings located in an high seismic risk area. The analysis of these buildings, in addition to investigation plans aimed at identifying characteristics of the structure and materials, the analysis providing insight into issues related to structural modeling and safety assessment procedures in accordance with the provisions of current seismic rules. The contents form a little state of art on the non-linear procedures of verification for the existing buildings. In addition, they have allowed to carry out their views on the influence of elements, usually considered secondary to the structural response.

1. INTRODUZIONE

Il Territorio Italiano è caratterizzato da una pericolosità sismica che, in relazione alla frequenza ed all'intensità dei fenomeni registrati, è da ritenersi medio-alta, se rapportata agli altri paesi del Bacino Mediterraneo. D'altro canto la vulnerabilità del costruito esistente è molto elevata rispetto a livelli riscontrati negli altri paesi. Il patrimonio edilizio nazionale è, infatti, caratterizzato da una notevole fragilità dovuta soprattutto all'età ed alle caratteristiche tipologiche e strutturali. La qualità delle costruzioni, specie quelle realizzate negli ultimi cinquant'anni, è di basso livello rispetto a quelle delle altre nazioni europee. La speculazione edilizia e la scarsa cultura della qualità che pervade il mondo delle costruzioni sono solo alcune delle cause del problema. A queste, bisogna affiancare la quasi totale mancanza di norme specifiche per le zone sismiche fino alla metà degli anni '70 con l'introduzione dell'analisi statica equivalente e dell'analisi dinamica come metodi da utilizzare in ambito progettuale. Tuttavia, soltanto agli inizi degli anni '80, a seguito della vasta classificazione sismica conseguente al sisma Irpino del mese di Novembre, le suddette analisi hanno trovato diffusa applicazione.

Quindi la valutazione dell'affidabilità delle strutture esistenti rappresenta una questione attuale soprattutto alla luce dei tragici eventi registrati in Italia negli ultimi anni.

Le NTC e relativa Circolare applicativa [1,2], recependo le indicazioni sul recupero degli edifici introdotte dall'OPCM n. 3274, descrivono in modo dettagliato le procedure per la valutazione e adeguamento sismico delle strutture esistenti. Il Tecnico incaricato di effettuare un'analisi di vulnerabilità

sismica è chiamato ad operare secondo procedure sistematiche e sequenziali [3,4]:

- Ricostruzione storico-critica del manufatto;
- Rilievo geometrico-strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Determinazione dei Livelli di Conoscenza (LC) e dei Fattori di Confidenza (FC) sulla base dei risultati dei punti precedenti;
- Determinazione delle Azioni di progetto;
- Valutazione di sicurezza e progettazione in presenza di azioni antropiche.
- Valutazione di sicurezza e progettazione in presenza di azioni sismiche.

Proprio quest'ultimo punto richiede il maggiore approfondimento per la complessità delle tematiche in gioco e per la mancanza in letteratura di esempi pilota che pongano risalto agli aspetti più oscuri della materia.

In questa prospettiva vengono presentate le analisi di vulnerabilità svolte su due casi di studio ricadenti in zone ad alta sismicità, mediante l'ausilio di modellazioni numeriche statiche non lineari. Per entrambi i casi, l'acquisizione mediante campagna di indagine dei dati relativi a geometria, dettagli strutturali e materiali, ha indotto ad acquisire un Livello di Conoscenza Adeguato LC2 ed un conseguente Fattore di Conoscenza FC=1,2. Nello studio del comportamento non lineare degli edifici, in conformità con quanto indicato dalla Circolare applicativa (C8.7.2), sono stati considerati modelli appositi per finalità comparative, al fine di valutare l'influenza degli elementi non strutturali dotati di resistenza non trascurabile. In tale ambito sono raccolte alcune riflessioni relative ai confronti numerici effettuati.

2. ANALISI NON LINEARE STATICA PER LA VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE

Tra i metodi statici non lineari, presenti in letteratura, il metodo N2 [5] ha conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che l'utilizzo è oggi consentito da diverse normative antisismiche (EC8, FEMA 356, O.P.C.M 3431).

In linea con i contenuti dell'EC8, le NTC prima, e la Circolare applicativa dopo, hanno recepito i passi fondamentali del metodo mettendo a punto la procedura attraverso semplici passi di seguito sintetizzati:

1. Definizione del modello non lineare della struttura con anelasticità locali o diffuse;
2. Applicazione dei carichi non sismici;
3. Determinazione delle *Curve di Capacità* dell'edificio mediante l'esecuzione separata di analisi pushover sotto diverse distribuzioni di carico secondo quanto indicato al 7.3.4.1 di [1];
4. Per ciascuna analisi pushover, riduzione ad un sistema 1-GDL (ad un grado di libertà) mediante il processo di bilinearizzazione della curva di capacità con individuazione del periodo elastico T^* . Il passaggio al sistema 1-GDL è ottenuto scalando i punti della curva di capacità del sistema M-GDL (a più gradi di libertà) per il *Fattore di Partecipazione Modale* Γ definito come;

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{m^*}{L^*} \quad (2)$$

dove, m^* è la massa dell'oscillatore semplice e ϕ_i il profilo di spostamenti, mentre

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \quad (3)$$

Con K^* rigidezza del tratto elastico della bilineare;

5. Per ciascuna analisi pushover, passaggio dalla curva di capacità bilinearizzata per sistema 1-GDL allo *spettro di capacità*;
6. Individuazione della Domanda sismica in termini di spostamento d_i^* derivante dallo spettro di risposta elastico, mediante la procedura contenuta in C7.3.4.1 di [2];

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \rightarrow T^* \geq T_C \\ d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \rightarrow T^* < T_C \end{array} \right\} \quad (4)$$

Con q^* rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

La procedura appena illustrata, valida per strutture in c.a. prive di tamponature, può essere esteso alle strutture tamponate in base alle indicazioni fornite recentemente in [6,8] per il metodo N2. In dettaglio, il punto 4 della procedura consiste nel trasformare la curva di capacità del sistema M-GDL in una "*Curva Multi-lineare*" (a quattro tratti) espressione del legame Forza - Spostamento della struttura tamponata ed estensione della curva bilineare della struttura nuda. Una tipica relazione Forza - Spostamento per telai tamponati è mostrata in Fig. 1 nella quale è riportato per comparazione il legame elastico-perfettamente plastico per strutture non tamponate.

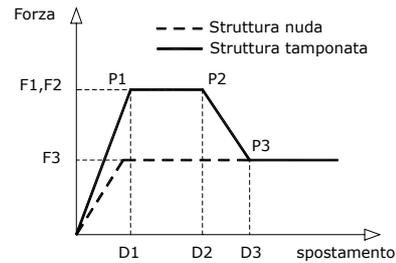


Figura 1 - Curve ideali F-D per struttura nuda e tamponata

3. CASI DI STUDIO

3.1 Descrizione delle opere

3.1.1 E1

Il primo edificio strategico oggetto di studio (di seguito indicato con la sigla E1), da preliminari indagini storiche, risale alla prima metà degli anni '70 ed è ubicato nell'Italia meridionale. Le normative sismiche vigenti all'epoca della progettazione sono la Legge del 02/02/1974 n. 64 ed il D.M. 03/03/1975, entrambe d'impostazione obsoleta e caratterizzate da approssimative procedure di calcolo e verifica. La struttura presenta due piani fuori terra con ossatura portante costituita da strutture intelaiate in cemento armato.

La pianta dell'edificio è di forma rettangolare allungata con un asse di simmetria nella direzione trasversale. (Fig. 2). La regolarità, in pianta ed in altezza, è confermata dai risultati dell'analisi modale riportata al paragrafo 3.3 del presente lavoro. Le dimensioni in pianta sono di circa 26,5 x 11,5m, mentre le quote di I e II impalcato sono rispettivamente di 3,10m e 7m. Al piano terra i pilastri hanno dimensione 40x40cm, le travi, tutte emergenti, hanno sezione 40x50cm. I solai, latero-cementizi di altezza 25cm, presentano fondello prefabbricato con traliccio in acciaio. Al piano primo i pilastri sono tutti di dimensione rettangolare 30x40cm disposti in modo variabile, mentre le travi, sono prevalentemente a spessore di solaio di dimensione 70x30cm ad eccezione di quelle poste nel telaio centrale longitudinale che presentano dimensioni 40x110cm.

La tamponatura è costituita da mattoni forati, per uno spessore complessivo di 25cm.

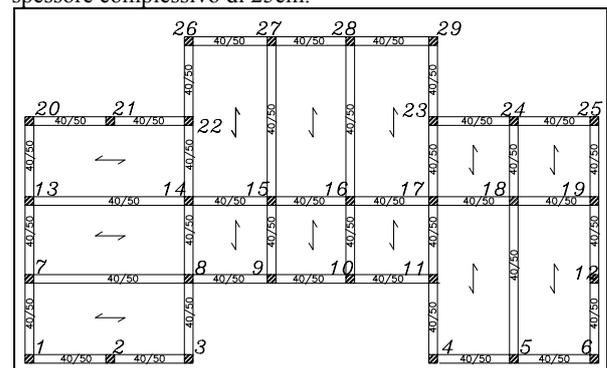


Figura 2 - Edificio E1 - Carpenteria tipo

Per quanto attiene i quantitativi di armatura, sono state eseguite Estese Verifiche in situ, e sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile schematizzare in Tabella 1 le tipologie relative alle sezioni di estremità delle travi mentre, per i pilastri, sia del I, sia del II ordine, è stata riscontrata la presenza di $2\phi 18$ per lato.

Le armature trasversali dei pilastri, dell'intero edificio, nonché delle travi sono pari a $\phi 8$ con passo 25cm.

Tabella 1 – Edificio E1: Armatura longitudinale travi

Carpenteria I Livello			
<i>Dim.</i>	<i>As'</i>	<i>As</i>	<i>Estremi</i>
40x50	2φ12	2φ12	1-2, 2-3, 20-21, 21-22, 9-15, 10-16, 4-11, 11-17, 17-23, 23-29, 18-24, 6-12, 12-19, 19-25
40x50	2φ12+5φ16	2φ12	14-15, 15-16, 16-17, 17-18, 18-19, 4-5, 5-6, 8-9, 9-10, 10-11, 23-24, 24-25, 26-27, 27-28, 28-29, 1-7, 7-13, 13-20, 3-8, 8-14, 14-22, 22-26
40x50	2φ12+4φ16	2φ12	7-8, 13-14, 15-27, 16-28, 5-18
Carpenteria II Livello			
70x30	3φ18	3φ18	1-2, 2-3, 7-8, 13-14, 20-21, 21-22, 22-26, 9-15, 15-27, 10-16, 16-28, 4-11, 11-17, 17-23, 23-29, 5-18, 18-24, 6-12, 12-19, 19-25
70x30	7φ18	3φ18	4-5, 5-6, 8-9, 9-10, 10-11, 23-24, 24-25, 26-27, 27-28, 28-29, 1-7, 7-13, 13-20, 3-8, 8-14, 14-22
40x110	5φ18	2φ18	14-15, 15-16, 16-17, 17-18, 18-19

3.1.2 E2

L'edificio E2, da indagini storiche risale alla metà degli anni '60. La struttura, facente parte di un complesso di edilizia scolastica articolato in 4 corpi fabbrica tra loro giuntati, è utilizzato per attività didattiche essendo sede di aule e laboratori. Il corpo strutturale (Fig. 3), di forma regolare con dimensioni massime in pianta 33m x 20,56m, si sviluppa in altezza su tre livelli raggiungendo una quota complessiva di 9,9m. Lo scheletro portante, è costituito da telai di travi e pilastri in c.a..

Le travi portanti in elevazione hanno al primo livello dimensioni 35x55cm, mentre le travi di collegamento hanno dimensioni 35x55cm e 30x55cm se alte e 40x21cm se a spessore di solaio. Al secondo livello le travi portanti hanno dimensioni 30x50cm mentre quelle di collegamento 30x50cm se alte e 40x25 se a spessore di solaio. Al terzo livello (di copertura) le travi portanti hanno dimensioni 40x70cm e 30x50cm mentre quelle di collegamento 30x40cm. In copertura, è presente una trave di collegamento a spessore di solaio che dall'indagine visiva è risultata di dimensioni 240x22cm che è stata comunque modellata come un elemento trave in quanto non portante. I pilastri hanno dimensioni, per l'intero sviluppo in altezza, di 40x40cm ad eccezione di due pilastri del vano scala che hanno dimensione 30x40cm ed un pilastro in posizione semicentrale pari a 40x90cm.

Le tipologie di armatura relative alle sezioni di estremità delle travi, sulla base di Verifiche Estese in situ, sono riportate in Tabella 2. Le armature dei pilastri distribuiti lungo il perimetro sono pari a 2φ20 per lato mentre per i restanti è di 2φ20+1φ18 per lato ad eccezione del pilastro 40x90cm che presenta 5φ12 sul lato lungo comprensivi di reggistaffa. Le armature trasversali dei pilastri, nonchè delle travi, sono pari a φ8 con passo 20cm ad eccezione della trave di dimensioni 240x22cm dell'impalcato di copertura per la quale è pari a φ8 con passo 15cm.

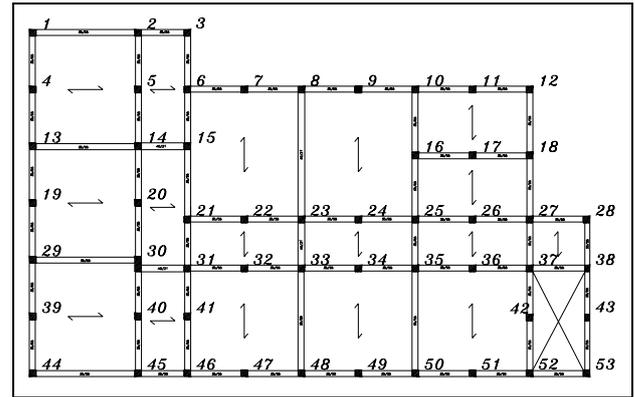


Figura 3 – Edificio E2 – Carpenteria tipo

Tabella 2 – Edificio E2: Armatura longitudinale travi

Carpenteria I Livello			
<i>Dim.</i>	<i>As'</i>	<i>As</i>	<i>Estremi</i>
35x55	3φ10	3φ10	1-2, 2-3, 13-14, 29-30, 44-45, 45-46, 33-48, 10-16, 16-25, 25-35, 35-50, 12-18, 18-27, 27-37, 37-42, 42-52, 1-4, 4-13, 13-19, 19-29, 29-39, 39-44, 2-5, 5-14, 14-20, 20-30, 30-40, 40-45, 3-6, 6-15, 15-21, 21-31, 31-41, 41-46, 21-22, 22-23, 23-24, 24-25, 25-26, 26-27, 27-28, 31-32, 32-33, 33-34, 34-35, 35-36, 36-37, 37-38, 46-47, 47-48, 48-49, 49-50, 50-51, 51-52, 52-53
35x55	3φ10 + 2φ10	3φ10	8-23
40x21	4φ10 + 2φ18	2φ10	28-38, 38-43, 43-53
30x55	3φ10	3φ10	14-15, 30-31, 23-33
40x21	2φ10	2φ10	
Carpenteria II Livello			
30x50	3φ10 + 2φ12	3φ10	2-5, 5-14, 14-20, 20-30, 30-40, 40-45, 3-6, 6-15, 15-21, 21-31, 31-41, 41-46, 21-22, 22-23, 23-24, 24-25, 25-26, 26-27, 27-28, 31-32, 32-33, 33-34, 34-35, 35-36, 36-37, 37-38, 10-11, 11-12, 16-17, 17-18, 2-3, 45-46, 10-16, 16-25, 12-18, 18-27, 27-37, 28-38
30x50	3φ10	3φ10	14-15, 30-31, 23-33, 25-35
40x25	2φ12	2φ12	
Carpenteria III Livello			
40x70	6φ16	4φ16	1-2, 13-14, 29-30, 44-45, 33-48, 35-50, 1-4, 4-13, 13-19, 19-29, 29-39, 39-44, 2-5, 5-14, 14-20, 20-30, 30-40, 40-45, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 21-22, 22-23, 23-24, 24-25, 31-32, 32-33, 33-34, 34-35, 35-36, 36-37, 46-47, 47-48, 48-49, 49-50, 50-51, 51-52
30x40	3φ12	3φ12	6-15, 15-21, 31-41, 41-46, 10-16, 16-25, 37-42, 42-52
30x50	3φ10 + 2φ12	3φ10	8-23
240x22	18φ18	18φ16	

3.2 Indagini sui materiali

In concomitanza alla campagna d'indagine finalizzata a rilevare geometricamente le parti strutturali non direttamente visibili, è stato preparato un piano di indagine, in parte non distruttivo da realizzare in opera, ed in parte da effettuare in laboratorio su campioni prelevati in situ, al fine di valutare le caratteristiche meccaniche dei materiali. In merito alla muratura costituente la tamponatura sono stati utilizzati i dati di una estesa campagna sperimentale che ha interessato diverse tipologie di murature realizzate, sia in blocchi di laterizio sia in blocchi di conglomerato cementizio [7]. Tra le tipologie oggetto di sperimentazione, rappresentati le più

diffuse in edilizia, ricade anche la tipologia presente sugli edifici assunti come casi di studio.

Di seguito sono riassunti in Tabella 3 i valori delle resistenze dedotte dall'elaborazione dei dati sperimentali ottenuti dalle prove. Per i calcestruzzi sono state individuate classi omogenee di conglomerato per le quali sono stati individuati i singoli valori utilizzati nelle analisi.

Tabella 3 – Proprietà di materiali

EDIFICIO E1	
<i>Carotaggi</i>	$f_{cis-media}$ - Mpa
Pilastrini I ordine	10.0
Pilastrini II ordine	15.5
Travi	22.0
<i>Prove sull'acciaio</i>	f_y - Mpa
	400.0
EDIFICIO E2	
<i>Carotaggi</i>	$f_{cis-media}$ - Mpa
Pilastrini	11.1
Travi	10.5
<i>Prove sull'acciaio</i>	f_y - Mpa
	395
TAMPONATURA EDIFICI E1 E E2	
Tensione di rottura f_{tp}	0.36 Mpa
Modulo Elastico	1495.0 Mpa

3.3 Modellazione numerica

Le verifiche preliminari, le valutazioni delle proprietà dinamiche degli edifici e le analisi non lineari, sono state condotte per mezzo di modellazioni agli elementi finiti realizzate attraverso il software SAP2000 [9] nell'ipotesi di impalcati rigidi.

Per entrambi gli edifici, in prima istanza, è stato valutato il comportamento strutturale nei confronti dei soli carichi di destinazione d'uso. Tale analisi per l'edificio E1, si è conclusa positivamente garantendo, ai fini della verifica strutturale globale dell'edificio, la presenza di duttilità in campo non lineare e pertanto, valori non nulli in termini di capacità. L'edificio E2, invece, ha mostrato alcuni deficit locali (5 travi e 2 pilastrini) nei confronti del regime di sollecitazione indotto dai carichi verticali (Fig. 6). In particolare, la coppia di pilastrini del III ordine e la trave di dimensioni 240x22cm non soddisfano le verifiche sia a taglio che a flessione mentre, i restanti elementi (evidenziati in figura) non verificano a taglio.

Nell'ambito delle valutazioni preliminari, è stato ritenuto opportuno, non effettuare le verifiche dei nodi di connessione, in quanto, per i casi oggetto di analisi, non avrebbe consentito di ottenere una risposta strutturale sufficientemente duttile in campo non lineare. Tali circostanze sono dovute alle consuetudini progettuali e costruttive risalenti al periodo della costruzione, durante il quale le armature trasversali, già a volte insufficienti o inefficaci all'interno degli elementi strutturali, risultavano assenti nei nodi trave-pilastrino. Le suddette considerazioni suggeriscono pertanto, il necessario recupero dei nodi nell'ambito degli interventi di recupero da programmare a valle delle risultanze ottenute dall'analisi.

È importante sottolineare che preliminarmente è stata effettuata una classificazione degli elementi fra "duttile" e "fragile" al fine di valutare i modelli di capacità finalizzati alla valutazione della sicurezza. I criteri di verifica sotto azioni sismiche distinguono gli elementi strutturali in "duttile" (comportamento prevalentemente flessionale con crisi attinta per raggiungimento di deformazione limite) e "fragile" (comportamento prevalentemente tagliante con crisi attinta per raggiungimento della resistenza limite). Nel caso degli elementi in c.a. delle strutture a telaio, l'asta è definita duttile se l'azione tagliante, V_{FLEX} , valutata a partire dalla

resistenza flessionale è minore della resistenza a taglio V_{SHEAR} . In caso contrario l'elemento è classificabile come fragile.

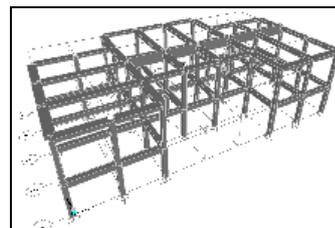


Figura 4 – Edificio E1: Modello 3D

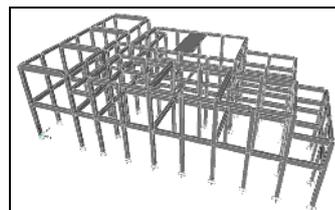


Figura 5 – Edificio E2: Modello 3D

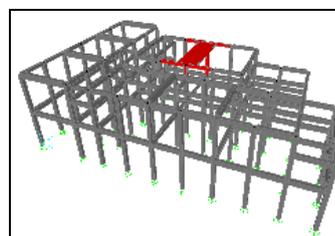


Figura 6 – Edificio E2: Elementi non verificati a carichi verticali

Entrambi gli edifici hanno mostrato una prevalenza di elementi classificati come duttile.

Le proprietà dinamiche degli edifici sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 4 – Modellazione elastica: periodi e masse partecipanti

EDIFICIO E1				
Modo	Periodo[s]	X [%]	Y [%]	XY [%]
1	0,3156	0,0003	77	40
2	0,2940	82	0,0008	16
3	0,2835	0,3	0,03	21
EDIFICIO E2				
1	0,4693	98	0,0006	18
2	0,4542	0,00017	96	62
3	0,4147	0,0054	2,4	18

Le percentuali di massa partecipante indicano la regolarità delle prime forme modali nonché l'applicabilità dell'analisi push-over.

Per quanto attiene i legami costitutivi, per il calcestruzzo compresso è stata adottata la convenzionale relazione parabola-rettagolo mentre per l'acciaio un legame elastoplastico incoerente.

3.4 Analisi pushover

Per l'analisi non lineare il comportamento post-elastico degli elementi strutturali è stato valutato concentrando alle estremità nodali delle cerniere plastiche. Il legame costitutivo delle cerniere, è basato su una relazione M- θ caratterizzata dalle seguenti ipotesi:

- Legame M- θ plastico incoerente ($M_{max} = \alpha M_y$);
- Rotazioni, di snervamento θ_y e ultima θ_u , definite così come riportate ai punti C8.7.2.5 e C8A.6 di [2];

All'interno delle modellazioni sono state inserite anche delle cerniere plastiche per meccanismi fragili. Queste sono

delle cerniere a taglio caratterizzate dal valore resistente V_{RD} per il quale si ha il raggiungimento del collasso sezionale per taglio prima del sopraggiungere della rottura flessionale.

A titolo descrittivo, in Tabella 5 si riportano le tipologie di cerniere plastiche assegnate alle sezioni di estremità delle travi di II livello relativa all'edificio E2.

Tabella 5 – Parametri per la definizione del legame M- θ delle cerniere plastiche delle Travi di II livello

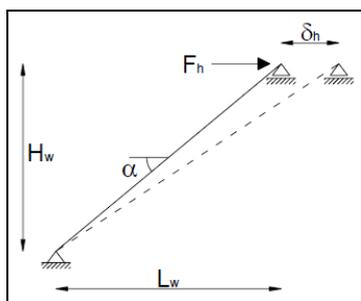
Sigla	M2A	M2B	M2C	M2D	M2E	M2F
$M_Y^{(+)}$ [kNm]	33,50	33,71	15,17	33,71	33,50	33,71
$\alpha^{(+)}$	1,05	1,04	1,07	1,04	1,05	1,04
$M_Y^{(-)}$ [kNm]	33,50	63,80	15,17	63,80	33,50	63,80
$\alpha^{(-)}$	1,05	1,06	1,07	1,06	1,05	1,06
$\theta_Y^{(+)}$	0,005	0,005	0,008	0,005	0,021	0,004
$\theta_U^{(+)}$	0,021	0,026	0,027	0,028	0,021	0,024
$\theta_Y^{(-)}$	0,005	0,005	0,008	0,006	0,021	0,005
$\theta_U^{(-)}$	0,021	0,019	0,027	0,021	0,021	0,018

Per la valutazione delle capacità degli elementi duttili sono stati utilizzati i valori medi f_m delle proprietà dei materiali esistenti, ottenute dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per i "fattori di confidenza" FC. Per entrambi gli edifici, è stato assunto, per il calcolo delle capacità delle travi e dei pilastri, un fattore di confidenza, FC, pari a 1,2.

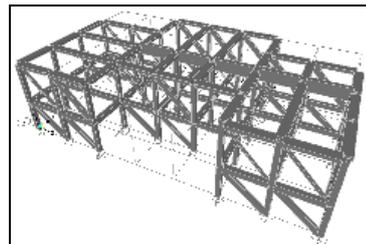
Per quanto riguarda le tamponature, inserite all'interno di entrambe le modellazioni degli edifici e specificatamente lungo il perimetro dei fabbricati, sono stati considerati modelli numerici concernenti differenti valori di FC per tenere in conto delle irregolarità e delle imperfezioni riscontrate usualmente durante le fasi esecutive. Le tamponature dei casi di studio sono state modellate mediante bielle equivalenti B_i compresse nel verso di spinta. I pannelli sono stati preliminarmente classificati in base al tipo di apertura presente e raggruppate per valori omogenei di resistenza. Lo spessore delle bielle coincide con quello del tamponamento mentre la lunghezza è quella della diagonale del pannello. La legge Forza – Spostamento che governa il comportamento non lineare della biella equivalente è di tipo duttile e considera la perdita di resistenza associata ad un limitato incremento della capacità deformativa [6,8]. In particolare la rigidezza elastica delle bielle è definita come:

$$K_{eq} = \frac{F_h}{\delta_h} = 0.5 \cdot \lambda_0 \cdot \frac{G_m \cdot L_w \cdot t_w}{H_w} \quad (5)$$

Con λ_0 coefficiente che tiene conto della presenza di apertura compreso tra 0.10 e 1, G_m modulo elastico tangenziale della muratura, t_w spessore della parete tamponata. La definizione geometrica della biella è dedotta dalla soluzione dello schema semplice riportato in Figura 7a,b insieme ad una immagine del modello 3d con bielle relativo all'edificio E1.



(a)



(b)

Figura 7a,b – Schema semplice per definizione geometrica della biella e modello 3D dell'edificio E1 con bielle

4. RISULTATI

Le NTC hanno introdotto una sostanziale novità rispetto agli Stati Limite nei confronti dei quali valutare le condizioni di sicurezza e progettare gli interventi sulle costruzioni esistenti, consentendo di limitare tali valutazioni ai soli Stati Limite Ultimi (SLU), lasciando a discrezione del progettista, di concerto con il committente, se eseguire le verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per tali ragioni per entrambi i casi di studio sono riportate le risultanze relative allo SLV e SLC.

4.1 Edificio E1

Indicando con T e TR le modellazioni con tamponature aventi caratteristiche meccaniche, rispettivamente, ottenute dalle prove e ridotti al 30%, e con B la struttura senza tamponature, in Figura 8 sono riportate le Curve di Capacità ottenute dalle analisi Push-over in direzione X e direzione Y. All'interno è indicato, con la sigla SLC, il raggiungimento del collasso del primo elemento primario.

Da notare come, la presenza dei pannelli di tamponatura comporta un incremento di rigidezza e resistenza della struttura. Tale affermazione trova conferma dalle curve di capacità di Figura 8 nelle quali il taglio massimo della struttura nuda è circa 1/5 di quello attestabile per la struttura con tamponature (V_{bmaxB}/V_{bmaxT} è pari al 26,9% in direzione X e 27,5% in direzione Y). L'incremento riscontrato sul taglio è accompagnato da una riduzione dello spostamento del punto di controllo. Infatti, riguardo agli elementi primari, in corrispondenza dello stato limite di collasso SLC, le capacità di spostamento subiscono una forte riduzione in presenza di tamponature. Riducendo i parametri di resistenza delle stesse, la riduzione dello spostamento tende a rimanere costante in direzione X. Invece in direzione Y, si osserva riduzione più consistente per la struttura (modello T) con tamponatura forte (con resistenze per valori di spostamento prossimi a quelli in corrispondenza dei quali avviene il collasso degli elementi in c.a.) mentre, più contenuta per i modelli (TR) con tamponature deboli (aventi resistenze anche elevate ma per piccoli intervalli di spostamento). In particolare, il decremento in direzione X ammonta al 42% e 49% rispettivamente per le strutture T e TR, mentre in direzione Y si ha una riduzione rispettivamente del 63% e 3%.

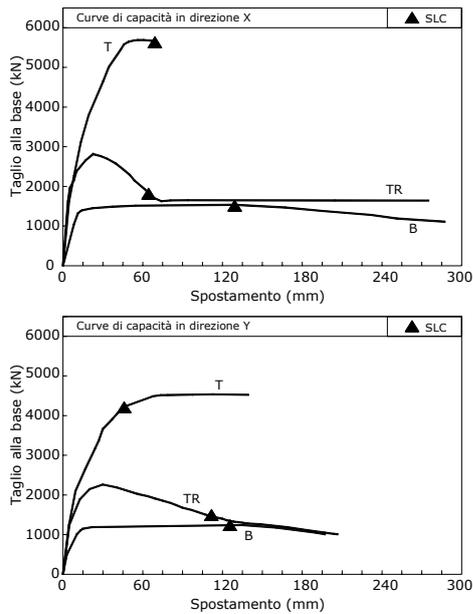


Figura 8 – Edificio E1: Curve di Capacità

È evidente che la distribuzione delle tamponature in direzione X influenza maggiormente la risposta strutturale rispetto a quanto accade in direzione Y. In aggiunta, è importante osservare come la tamponatura presente nel modello T abbia un comportamento primario per la drastica mutazione del comportamento duttile della struttura e pertanto da considerarsi “forte” in termini di resistenza. Questo è più marcatamente osservabile in direzione longitudinale, dove la distribuzione prevalente delle pennellature diminuisce maggiormente la duttilità degli elementi primari.

In Tabella 5 sono riportate, per il modello oggetto di studio, le caratteristiche del sistema SDOF con riferimento alle due direzioni X e Y analizzate e alle due distribuzioni di forze orizzontali adottate.

Tabella 5 – Definizione del sistema equivalente SDOF

	Direzione X		Direzione Y	
	F _{MOD0-X}	F _{MASSA-X}	F _{MOD0-Y}	F _{MASSA-Y}
Γ		1,304		1,296
F _y [*] kN	1156	1269	928	1102
d _y [*] m	0,0097	0,0065	0,0063	0,0063
k [*] kN/m	119132	195917	147461	174784
m [*] kNs ² /m		378,38		358,96
T [*] sec	0,353	0,275	0,309	0,284

Nel caso in esame per V_N=100, C_U=2, suolo B e coeff. topografico T1, si hanno per gli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC) i parametri sismici sono quelli riportati in tabella 6.

Tabella 6 – Parametri sismici

Parametri	SLV	SLC
a _g	0,462g	0,510g
F _o	2,505	2,520
T _c [*]	0,434s	0,446s

Dallo spettro di spostamento relativo allo Stato Limite in esame, in funzione del periodo T^{*} si ricava la *Richiesta di Spostamento*. Nel caso in esame la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo in quanto T^{*}<T_C e pertanto d^{*}_{max} è valutabile mediante la (4):

Di seguito è riportata la Richiesta di Spostamento d_{max} dell'edificio in esame, sia per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) (Tab. 7) che per lo Stato Limite di Collasso (SLC) (Tab. 8) valutata nel punto di controllo, per ambedue le direzioni X e Y ed in funzione di due distribuzioni di forze statiche applicate alla struttura, appartenenti ai gruppi 1 e 2 (7.3.4.1 di [1]).

Tabella 7 – Richiesta di Spostamento (SLV)

		Direzione X		Direzione Y	
		F _{MOD0-X}	F _{MASSA-X}	F _{MOD0-Y}	F _{MASSA-Y}
T [*]	sec	0,353	0,275	0,309	0,284
d [*] _{max}	m	0,052	0,038	0,045	0,040
d _{max}	m	0,068	0,049	0,058	0,052

Tabella 8 – Richiesta di Spostamento (SLC)

		Direzione X		Direzione Y	
		F _{MOD0-X}	F _{MASSA-X}	F _{MOD0-Y}	F _{MASSA-Y}
T [*]	sec	0,353	0,275	0,309	0,284
d [*] _{max}	m	0,059	0,044	0,052	0,046
d _{max}	m	0,077	0,057	0,067	0,060

Ottenuta la richiesta di spostamento d_{max} è stato possibile valutare la richiesta, in termini deformativi, per gli elementi/meccanismi duttili e la richiesta, in termini di resistenza, per gli elementi/meccanismi fragili. In entrambi i casi per ciascun elemento, la valutazione è effettuata in corrispondenza della configurazione deformata dell'edificio definita da un valore dello spostamento del punto di controllo pari a d_{max}. Le suddette verifiche di sicurezza consentiranno sia di individuare le deficienze locali che di indirizzare all'intervento manutentivo più idoneo. Tuttavia per le finalità del presente report, è stato ritenuto opportuno, da un punto di vista computazionale, non appesantire il formato prediligendo una verifica domanda-capacità, riferita all'edificio nella sua globalità, che rappresenta un rapido controllo per successive verifiche globali degli elementi.

Di seguito nelle Tabelle 9 e 10, è riportata la Richiesta di Spostamento (Domanda D) e lo Spostamento Disponibile (Capacità C) per ambedue le direzioni X e Y ed in funzione delle due distribuzioni di forze statiche applicate alla struttura.

Tabella 9 – Verifiche globali (SLV)

		Direzione X		Direzione Y	
		F _{MOD0-X}	F _{MASSA-X}	F _{MOD0-Y}	F _{MASSA-Y}
D	m	0,068	0,049	0,058	0,052
C	m	0,024	0,032	0,027	0,039
Esito		Negativo	Negativo	Negativo	Negativo

Tabella 10 – Verifiche globali (SLC)

		Direzione X		Direzione Y	
		F _{MOD0-X}	F _{MASSA-X}	F _{MOD0-Y}	F _{MASSA-Y}
D	m	0,077	0,057	0,067	0,060
C	m	0,059	0,063	0,095	0,106
Esito		Negativo	Positivo	Positivo	Positivo

4.2 Edificio E2

Analogamente a quanto esaminato per l'edificio E1 anche per la tipologia E2 sono state realizzate modellazioni contemplanti l'influenza della tamponatura. Indicando con T e TR i modelli con pannellature aventi caratteristiche meccaniche, rispettivamente, ottenute dalle prove e ridotte al 30%, in Figura 9 sono riportate le rispettive curve di capacità

insieme a quella ottenuta per il modello nudo, per l'analisi pushover in direzione Y. La distribuzione di forze considerata è relativa a forze incrementali proporzionali alla prima forma modale.

La curva del modello T, anche per l'edificio E2, è caratteristica di un comportamento strutturale fortemente influenzato da una tamponatura "forte". Il modello tamponato T presenta un incremento di resistenza pari a circa 2.5 volte la resistenza massima del modello nudo B. Per quanto attiene le capacità deformative, la presenza della tamponatura riduce le performance strutturali in termini di duttilità di circa 1/3 rispetto al modello nudo.

La modellazione con tamponature aventi parametri di resistenza ridotti conferma il comportamento ideale quanto illustrato in [6,8] e riscontrato dal medesimo modello per l'edificio E1. La curva mostra un progressivo tratto degradante dovuto alle caratteristiche "deboli" della tamponatura che esaurisce per piccoli valori di spostamento, il proprio contributo in termini di resistenza, a vantaggio di una maggiore duttilità globale. A differenza dell'edificio E1, il confronto tra le modellazioni ha mostrato una invariabilità del primo collasso primario che avviene intorno ai 30mm di spostamento del punto di controllo per tutte le modellazioni.

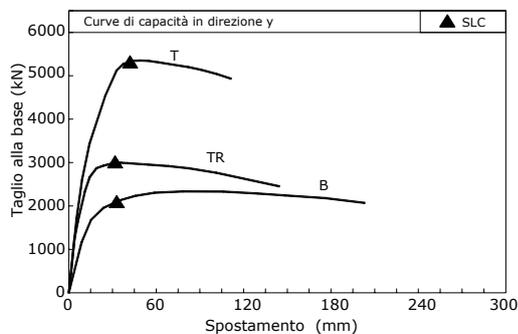


Figura 9 – Edificio E2: Curve di Capacità

A carattere descrittivo ed a conferma della regolarità strutturale in termini di massa e caratteristiche modali, si riportano, in Tabella 11, le distribuzioni di forze laterali utilizzate per le analisi di spinta nella direzione longitudinale X e trasversale Y.

Tabella 11 – Valori delle distribuzione di forze laterali di spinta

Impalcato	Direzione X		Direzione Y	
	F _{MODO-X}	F _{MASSA-X}	F _{MODO-Y}	F _{MASSA-Y}
1	1	1	1	1
2	0.39	0.32	0.42	0.32
3	0.50	0.38	0.50	0.38

Al fine di effettuare analisi numeriche valutative in campo non lineare è stato ipotizzato il ripristino degli elementi deficitari nei confronti dei carichi verticali (paragrafo 3.3), in virtù dei quali i suddetti elementi hanno acquisito Capacità duttili e pertanto, resistenze flessionali predominanti rispetto alle resistenze taglianti

L'operazione di intervento sui singoli elementi vulnerabili a carichi verticali è stata effettuata al fine di migliorare qualitativamente anche la risposta dinamica. I rinforzi sono stati previsti per indurre ulteriore regolarità nelle forme modali ed in termini di rigidità in modo da scongiurare eventuali sovraccarichi tensionali locali.

I parametri sismici a_g , F_o e T_c^* , mediante i quali è possibile definire le forme spettrali, sono riportati in Tabella 12 per gli Stati Limite di Salvaguardia della vita (SLV) e Collasso (SLC). A monte, oltre alle coordinate geografiche

del sito, è stato assunto un valore di $V_N=100$, $C_U=2$, suolo B e coeff. topografico T1.

Tabella 12– Parametri sismici

Parametri	SLV	SLC
a_g	0,464g	0,512g
F_o	2,506	2,522
T_c^*	0,436s	0,447s

In Tabella 13 sono riportate, le caratteristiche di definizione del sistema SDOF con riferimento alle due direzioni X e Y analizzate e alle due distribuzioni di forze orizzontali adottate.

Tabella 13 – Definizione del sistema equivalente SDOF.

	Direzione X		Direzione Y	
	F _{MODO-X}	F _{MASSA-X}	F _{MODO-Y}	F _{MASSA-Y}
Γ	1,16		1,15	
F_y^* kN	1853	1915	1822	1900
d_y^* m	0,0118	0,0118	0,0122	0,0124
k^* kN/m	156934	162323	149277	153138
m^* kNs ² /m	952,24		956,12	
T^* sec	0,489	0,480	0,502	0,496

Di seguito nelle Tabelle 14 e 15, sono riportati gli esiti delle verifiche Domanda-Capacità nello spirito delle normative vigenti, per ambedue le direzioni X e Y ed in funzione delle due distribuzioni di forze statiche applicate alla struttura.

Tabella 14 – Verifiche globali (SLV).

	Direzione X		Direzione Y	
	F _{MODO-X}	F _{MASSA-X}	F _{MODO-Y}	F _{MASSA-Y}
D m	0,078	0,076	0,080	0,079
C m	0,099	0,100	0,095	0,092
Esito	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo

Tabella 15 – Verifiche globali (SLC).

	Direzione X		Direzione Y	
	F _{MODO-X}	F _{MASSA-X}	F _{MODO-Y}	F _{MASSA-Y}
D m	0,088	0,086	0,091	0,090
C m	0,130	0,128	0,126	0,125
Esito	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo

I risultati mostrano che nonostante la presenza di elementi fragili nei riguardi dei carichi antropici, l'intervento di ripristino locale degli stessi garantisce il raggiungimento di standard prestazionali globali sufficienti per azioni sismiche. Questo consente di affermare che l'esito negativo della verifica a carichi antropici non presuppone un deficit strutturale anche nei riguardi delle azioni strutturali, ma semplicemente un malessere locale e isolato di alcuni elementi primari che, per natura intrinseca, presentano insufficienti capacità duttili.

CONCLUSIONI

Il presente report contiene le analisi di vulnerabilità sismica di due edifici ricadenti in zone ad alta sismicità. La descrizione dei casi di studio, finalizzata ad attestare la conformità strutturale ai criteri sismici richiesti dalle norme, è incentrata nel porre risalto agli aspetti pratici dell'analisi numerica. La risposta non lineare di entrambi gli edifici ha mostrato evidente sensibilità alla modellazione di elementi secondari, quali le tamponature. Il riscontro qualitativo e quantitativo relativo alla suddetta influenza è stato attestato

modellando le stesse con bielle dipendenti dalle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti. Assegnando diversi valori di resistenza alle bielle equivalenti è stato possibile svolgere analisi comparative tra modellazioni nude (B) e tamponate (T, per valori di resistenza reali, e TR, per valori di resistenza ridotti al 30%) che hanno confermato come il comportamento non lineare degli edifici esistenti analizzati, sia molto condizionato da una tamponatura con resistenza non trascurabile.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2008), Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (DM 14/01/08) “Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30. 2008.
- [2] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2009), Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [3] M. MEZZINA, F. PORCO, D. RAFFAELE, G. UVA – (2010), Linee Guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura. *Convenzione Dipartimento Icar, Politecnico di Bari – AdB Puglia.*
- [4] G. PORCO – (2001), Monitoraggio e diagnostica su edifici in stato di dissesto, Relazione su invito, Giornata di studio AICAP-AIPND Roma.
- [5] P. FAJFAR, P. GASPERSIC – (1996), The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;28:979-93.
- [6] M. DOLŠEK, P. FAJFAR – (2005), Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;34:49-66.
- [7] G. PORCO, G. UVA, F. PORCO – (2004), Reliability analysis for non standard masonry systems under seismic loading. Paper No. 1601, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, August 1-6.
- [8] M. DOLŠEK, P. FAJFAR – (2008), The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment;30(7):1991-2001.
- [9] SAP2000 Advanced 14.2.2 Structural Analysis Program – Manual – (2010), Computer and Structures, Inc.

ANALISI DEL DISSESTO ED ADEGUAMENTO SISMICO DI UN VIADOTTO IN C.A.P. A TRAVATA CONTINUA

**Pompeo Vallario¹, Domenico Roy¹, Michele Montecucolo¹,
Nicola Caterino², Giuseppe Maddaloni², Antonio Occhiuzzi²**

¹ ANAS s.p.a.

² Dipartimento per le Tecnologie, Università degli Studi "Parthenope" di Napoli

SOMMARIO

Il presente lavoro riguarda l'analisi e l'adeguamento sismico di un viadotto in c.a.p. a travata continua. L'opera, costruita in avanzamento a sbalzo per fasi successive, ha sviluppo planimetrico superiore al chilometro ed è caratterizzata dalla successione di tre tratti a curvatura planimetrica differente. Queste caratteristiche, di certo non consuete, insieme alla particolarità tecnologica degli appoggi e del sistema di smorzamento, innovativi per l'epoca di progetto dell'opera (anni '80), rendono tale struttura particolarmente interessante dal punto di vista strutturale, oltreché da quello architettonico.

Il lavoro trae spunto da talune particolari problematiche strutturali emerse durante l'esercizio dell'opera d'arte. Descritti tali inconvenienti, vengono tratte conclusioni riguardo le loro possibili cause e viene proposto un intervento di adeguamento sismico teso al completo ripristino dell'opera stessa. La particolarità dell'intervento risiede nel fatto che esso non coinvolge i principali elementi strutturali, risultati ben dimensionati, ma riporta il viadotto al rispetto dei criteri di sicurezza delle Norme Tecniche 2008 operando solo sugli apparecchi di appoggio e sostituendo i dissipatori esistenti con nuovi dispositivi, caratterizzati da opportune capacità ricentranti e dimensionati sulla scorta dell'effettivo comportamento dinamico del viadotto.

SUMMARY

This paper concerns the seismic analysis and retrofit of a prestressed concrete viaduct. The structure, even longer than a kilometre, is realized as a continuous beam. The route is the succession of three parts having different planimetric curvatures. These features, certainly not usual, together with the particular support and damping systems, actually innovative given the period of construction (80s), make this bridge particularly interesting from the structural point of view, besides the architectonic one.

The work starts from the analysis of some particular structural problems emerged during the use of the viaduct and it draws conclusions about their possible causes. An intervention is then proposed, aiming at the complete seismic retrofit of the structure. The peculiarity of the intervention is that it does not involve major structural components of the construction (resulted to be carefully designed), but it upgrades the whole structure up to fulfil the safety requirements of the recent Italian code (NTC 2008) only modifying the support devices and replacing the existing viscous dampers with new ones having adequate recentering capacity, dimensioned according to the actual dynamic behavior of the viaduct.

1. INTRODUZIONE

Il problema dell'adeguamento strutturale di ponti e viadotti esistenti può presentare le più variegata sfaccettature. Ciò in ragione delle particolarità tipologica e geometrica dell'opera e delle vicissitudini che la stessa sperimenta durante la sua vita utile. In taluni casi, l'esigenza di adeguamento deriva, non tanto da deficienze a carico degli elementi strutturali primari, bensì da problematiche riguardanti aspetti di dettaglio. È questo il caso del viadotto oggetto del presente lavoro, le cui manifestazioni di dissesto, con le cause che le hanno determinate, assumono contorni certamente non usuali.

Tale circostanza è senz'altro da ascrivere a talune peculiarità del viadotto che, essendo realizzato a travata unica in c.a.p., con un tracciato lungo più di un chilometro e che

vede la successione di tre differenti curvature in pianta, ha richiesto, in sede di progettazione, di affrontare e risolvere speciali problematiche inerenti aspetti diversi del comportamento strutturale: a) il comportamento dell'opera in fase di esecuzione; b) gli effetti indotti dalle variazioni termiche su un impalcato unico di tale lunghezza; c) il comportamento del viadotto sotto azioni sismiche, data la sua complessa geometria.

Nel prosieguo, presentata compiutamente l'opera d'arte, vengono descritti i dissesti rilevati sulla stessa e, sulla scorta dei documenti progettuali dell'epoca e di approfondite analisi *ex-post*, vengono tratte conclusioni sulle possibili cause. L'analisi strutturale del viadotto, eseguita con riferimento ad un modello agli elementi finiti piuttosto sofisticato, consente, infine, di giungere alla definizione di un intervento che,



Figura 1 – Foto del viadotto oggetto di studio

coinvolgendo i soli apparecchi di appoggio e di dissipazione passiva, è teso al ripristino delle condizioni di sicurezza dell'opera nella sua globalità.

2. DESCRIZIONE DEL VIADOTTO

Il viadotto è articolato in 32 campate continue in c.a.p. a sezione moderatamente variabile in corrispondenza degli appoggi, definendo un'unica struttura monolitica di lunghezza pari a circa 1.127 m: le 2 campate di estremità presentano una luce pari a circa 27 m, mentre le 30 campate intermedie hanno luce pari a circa 36 m. Secondo le indicazioni progettuali, l'opera è stata costruita in avanzamento a sbalzo per fasi successive, con l'utilizzo di una centina mobile. L'uso dello schema di trave continua ha consentito di realizzare un impalcato particolarmente snello (Fig. 1), essendo l'altezza della sezione resistente variabile da 106 cm (campata) a 156 cm (zona appoggio).

L'opera d'arte, dal punto di vista planimetrico, si estende essenzialmente in curva: la prima parte del viadotto presenta una curvatura moderata con raggio planimetrico pari a circa 1.632 m. Successivamente, nel tratto centrale, il raggio di curvatura diminuisce passando a circa 743 m. La parte terminale è, infine, praticamente in rettilineo. Altimetricamente, fatta eccezione per una modesta porzione iniziale, il viadotto si trova in pendenza dalla spalla di monte (SP1) a quella di valle (SP2).

La piastra d'impalcato poggia su 31 pile centrali (aventi diametro 2,60 m e altezza variabile tra 4 e 9 m) e sulle due spalle di estremità. Su ciascuna pila e su ogni spalla sono presenti due apparecchi di appoggio che consentono liberamente lo scorrimento longitudinale, ma che hanno una conformazione complessa descritta nel seguito.

La particolare modalità esecutiva (trave continua di lunghezza superiore al chilometro con andamento planimetrico a geometria complessa) ha richiesto all'origine un articolare studio del sistema di vincolo e, più in generale, del cinematico globale dell'opera.

2.1 Dispositivi di vincolo

La cinematica del viadotto associata alle dilatazioni di natura termica prevede deformazioni omotetiche alla curva d'asse. Tali spostamenti sono consentiti in virtù della presenza, in corrispondenza di ciascuna pila, di 2 apparecchi di appoggio scorrevoli monodirezionali di corsa pari a ± 300 mm.

Riguardo la cinematica del viadotto sotto azioni sismiche, in sede di progetto originario l'impalcato è stato concepito come un corpo rigido che oscilla, in direzione orizzontale, liberamente sulle pile, vincolato solamente alle spalle, cui è demandata la totalità delle azioni sismiche considerate in progetto. Il collegamento tra le due sezioni di estremità dell'impalcato e le spalle è stato realizzato mediante 4 dissipatori viscosi (2 per ciascuna spalla). Le oscillazioni dell'impalcato, sempre secondo il progetto originale, sono costituite da una rotazione intorno ad un centro definito dall'intersezione tra le due rette ortogonali all'asse del ponte nelle sezioni di estremità (Fig. 2). Attesa, però, la particolare geometria planimetrica, le rette di azione degli appoggi scorrevoli monodirezionali non concorrono in un medesimo punto, cosicché la rotazione rigida dell'impalcato intorno a detto asse verticale, di fatto, non è possibile. Al fine di consentire tale rotazione, il progettista dell'epoca stabilì che gli apparecchi di vincolo monodirezionali fossero montati su cuscini elastomerici armati che, grazie all'adozione di un'opportuna carpenteria metallica di corredo, consentissero, a fronte della loro rigidità, solo gli spostamenti trasversali all'asse del ponte, impedendo l'attivarsi di quelli longitudinali (Fig. 3). In questo modo, il viadotto si comporta globalmente come un corpo "pseudo-labile" con un grado di libertà contrastato esclusivamente dalla rigidità elastica dei cuscini in elastomero.

2.2 Dissipatori

A ciascuna estremità del ponte sono stati originariamente previsti e montati due dispositivi di dissipazione energetica visco-elastici, equivalenti ciascuno ad uno smorzatore viscoso ed a un vincolo elasticamente cedevole posti in serie.

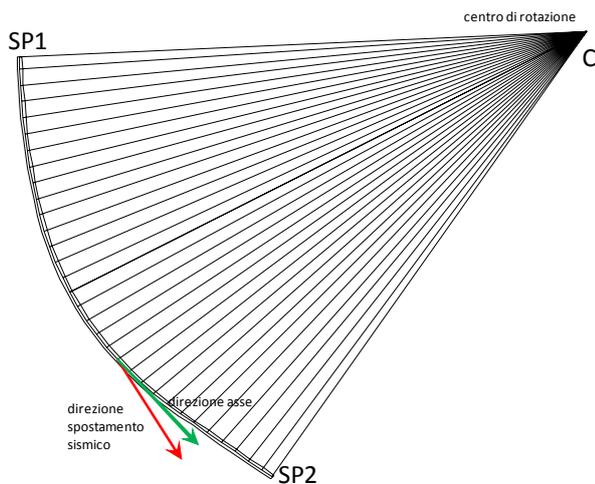


Figura 2 – Cinematismo planimetrico del viadotto



Figura 3 – Apparecchi di vincolo esistenti

Lo scopo di tali dispositivi consiste nel dissipare parte dell'energia in ingresso alla struttura per effetto del moto sismico e di vincolare in maniera non rigida il viadotto ad entrambe le spalle, trasmettendo a queste ultime le azioni longitudinali di natura sismica corrispondenti all'intero impalcato. Se da una parte occorre riconoscere il carattere innovativo e d'avanguardia, vista l'epoca di progettazione, dell'idea di progetto, dall'altra risulta però evidente che i dispositivi elastico e viscoso posti in serie non possono avere alcuna capacità ricentrante nei confronti nell'impalcato. D'altra parte, non sono stati previsti in progetto né sono stati installati ulteriori appositi dispositivi eventualmente deputati a tale importante funzione. Si vedrà nel prosieguo che, per effetto di tale mancanza, il sistema di protezione adottato non risulta idoneo allo scopo che si prefiggeva e risulta una delle cause principali dei dissesti che interessano la struttura in esame.

3. DISSESTI E CAUSE

Il viadotto presenta le manifestazioni di dissesto di seguito descritte.

In corrispondenza della spalla SP1 ("di monte"): a) il giunto è dilatato in estensione al di là della sua capacità e gli elementi modulari di cui si compone sono "strappati"; b) i dissipatori si trovano in posizione di quasi completa estensione (Fig. 4); c) gli apparecchi di appoggio si trovano quasi a fine corsa verso valle.

In corrispondenza della spalla SP2 ("di valle"): a) l'apparecchio di giunto si trova in posizione di completa chiusura in compressione (Fig. 5); b) i dissipatori sono in posizione di fine corsa in contrazione; c) gli apparecchi di appoggio si trovano in posizione di fine corsa verso valle.

In corrispondenza degli appoggi sulle pile: a) tutti gli appoggi si trovano concordemente spostati verso valle in misura significativa, sebbene variabile da pila a pila (Fig. 6); b) in molti casi, le viti che uniscono le piastre degli apparecchi di appoggio all'impalcato risultano "strappate" e mancanti per effetto dell'eccessiva rotazione intorno all'asse orizzontale trasversale di tali piastre.



Figura 4 – Spalle di monte: dissipatori in completa estensione

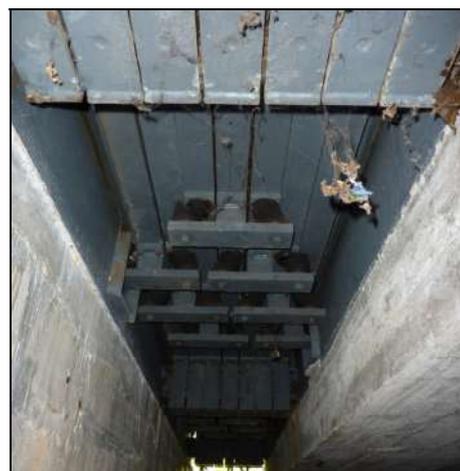


Figura 5 – Spalle di valle: apparecchio di giunto in posizione di completa chiusura in compressione



Figura 6 – Evidente spostamento dell'appoggio scorrevole su una delle pile

Risulta evidente che l'intero viadotto si trova spostato verso valle secondo un moto rigido sub-orizzontale che corrisponde ad una rotazione intorno al centro precedentemente individuato. Tale spostamento risulta perfettamente corrispondente al sistema di vincoli pensato e realizzato per il viadotto in esame, che risulta globalmente, di fatto, una volta labile. La forza motrice che ha attivato il grado di libertà presente è individuata nella componente inclinata della forza di gravità associata al peso del viadotto, dovuta alla non perfetta orizzontalità degli apparecchi di appoggio e non contrastata per la mancanza di elementi di ricentraggio posti tra impalcato e spalle.

È utile osservare che le strutture in c.a.p. di impalcato sono assolutamente in buono stato di conservazione, così come pure le pile, generosamente dimensionate ed armate.

I rilievi eseguiti mostrano che l'entità del disassamento impalcato-pile risulta molto variabile tra pila e pila, variando tra un minimo di 1 cm ad un massimo di 29 cm, con valore medio pari a 16 cm.

4. ANALISI STRUTTURALE PER CARICHI GRAVITAZIONALI

Il viadotto in esame è stato progettato secondo le indicazioni della normativa pro-tempore vigente, ossia il D.M. 2.8.1980 [1]. La normativa attuale, D. M. 14.1.2008 [2], prevede diverse modalità sia per la definizione della domanda strutturale (carichi mobili di foggia ed entità differenti) che per la valutazione della capacità (tensioni e deformazioni limite diverse da quanto fissato in precedenza). Pertanto, al fine di valutare la rispondenza delle strutture di impalcato del viadotto alla normativa attuale, sono stati ripetuti i calcoli del progetto originario, mantenendone l'impostazione concettuale, ma con i criteri della nuova normativa.

Così come effettuato in sede di progetto originario, l'analisi per carichi gravitazionali è stata condotta assumendo lo schema statico di trave continua a sezione variabile.

L'analisi dei carichi permanenti, strutturali e non, ha condotto a risultati coerenti con quelli indicati nella relazione di calcolo originaria.

Diversa è, invece, come detto, la trattazione del carico variabile prevista dal D.M. 1980 rispetto a quella attualmente riportata dal D.M. 2008, cosicché diversi sono anche gli effetti indotti dagli stessi. Sovrapponendo i diagrammi involuppo ottenuti con le due norme, considerando le posizioni più sfavorevoli dei carichi viaggianti, si è osservato che il momento flettente negativo assume valori praticamente coincidenti nei due casi; i valori massimi di momento flettente positivo valutati con l'attuale norma risultano, invece, maggiori del 25-30%; il taglio, maggiore del 30-35% (valori caratteristici).

Tali differenze risultano, tuttavia, fortemente sfumate allorché si considera la compresenza di carichi permanenti G_k e carichi variabili Q_k (che, in termini di effetti, risultano avere un'incidenza pari a circa la metà rispetto a quella dei carichi permanenti; dunque, un'incidenza di circa il 30% sugli effetti indotti da G_k+Q_k). In questo caso, infatti, l'incremento di momento flettente positivo e di taglio indotto dall'adozione del più recente strumento normativo assume valori al più pari al 10%. In fig. 7 viene riportato, a titolo esemplificativo, per le prime campate, il confronto tra gli involuppi dei diagrammi del momento flettente associati ai carichi nominali G_k+Q_k e valutati con i due differenti documenti normativi. Ciascun involuppo deriva dall'aver considerato, per i carichi mobili, le posizioni più sfavorevoli alla sicurezza.

Tali differenze in termini di domanda di sollecitazione, seppure modeste, hanno richiesto, quale ulteriore passaggio, quello della valutazione della capacità ai sensi del D.M. 2008

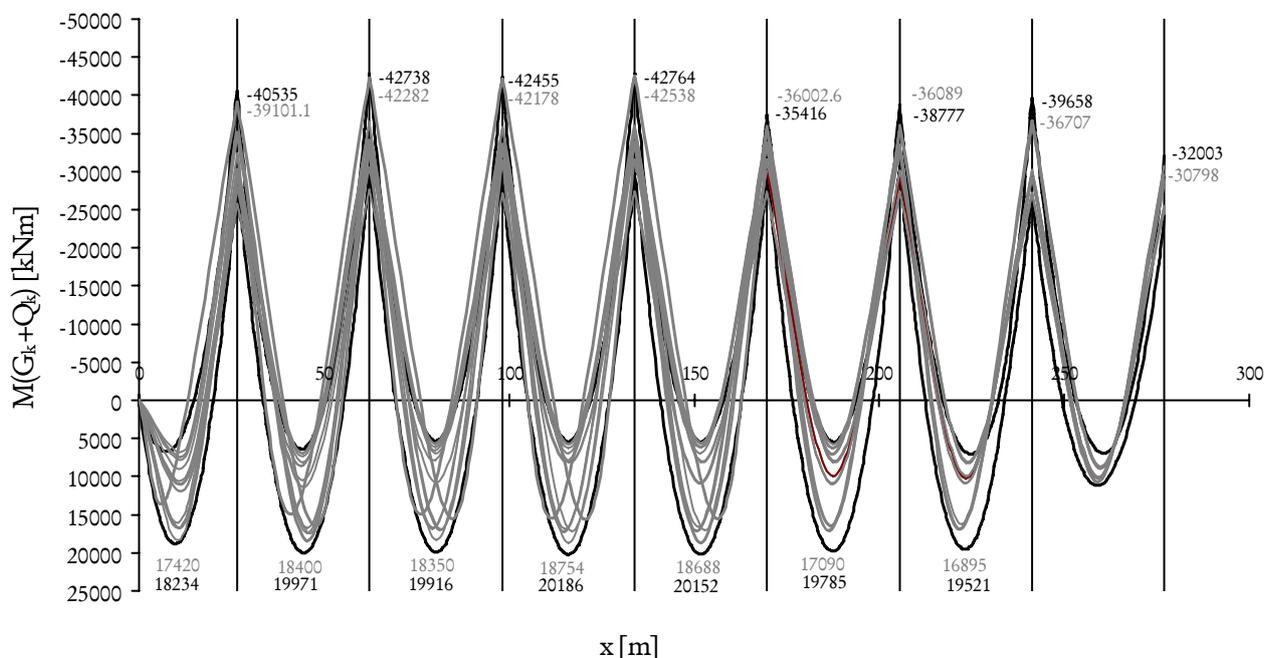


Figura 7– Confronto diagrammi involuppo del momento flettente (da carichi permanenti e mobili al valore nominale) relativi alle norme tecniche 1980 (grigio) e 2008 (nero)

ai fini delle conseguenti verifiche. Queste ultime, condotte tanto allo stato limite di esercizio che allo stato limite ultimo, hanno avuto tutte esito positivo, esibendo spesso un rapporto capacità/domanda di poco superiore all'unità. Quest'ultima circostanza denota senz'altro un'apprezzabile avvedutezza del progettista dell'epoca, che ha condotto ad un più che efficiente dimensionamento, geometrico e di armatura metallica, dell'opera stradale.

Le pile superano le verifiche di resistenza, condotte con la nuova norma, senza particolari problemi. Gli apparecchi di appoggio presenti sulle pile, invece, rispetto alla capacità di resistenza dichiarata in termini di carico assiale nel progetto originale (900 tf), risultano sollecitati da sforzi che talora superano tale capacità anche del 10%. Se ne trae, pertanto, che gli apparecchi oggi presenti in corrispondenza delle pile risultano leggermente sottodimensionati, specie in virtù dei carichi mobili previsti dalla vigente normativa in materia.

5. ANALISI STRUTTURALE PER AZIONI SISMICHE

Al fine di comprendere il comportamento dinamico del viadotto, è stato realizzato un modello numerico dell'intera struttura, mediante il software di analisi strutturale agli elementi finiti SAP2000 [3].

Particolare attenzione è stata posta nella modellazione del complesso sistema di vincolo impalcato-pile del quale si è diffusamente parlato precedentemente. La figura 8 mostra schematicamente gli elementi utilizzati per la modellazione dell'impalcato, dei pulvini, delle pile, dei vincoli monodirezionali scorrevoli (parte superiore degli appoggi) e dei cuscini elastomerici armati (parte inferiore degli appoggi).

Con il modello numerico appena descritto è stata eseguita la caratterizzazione dinamica modale del viadotto nello stato attuale. La seguente tabella riepiloga le caratteristiche modali più significative, con particolare riferimento al periodo ed alla massa partecipante associati a ciascuno dei primi quattro modi di vibrazione. Ancora con riferimento a questi ultimi, la Fig. 9 riporta, invece, la geometria delle forme modali, in una vista planimetrica dell'asse del viadotto.

Tabella 1 - Caratteristiche modali del viadotto

Modo	Periodo [s]	Massa partecipante [%]		Massa partecipante cumulata [%]	
		x	y	x	y
1	1.53	22	61	22	61
2	1.99	48	17	70	78
3	1.83	4	4	74	82
4	1.79	13	6	87	88

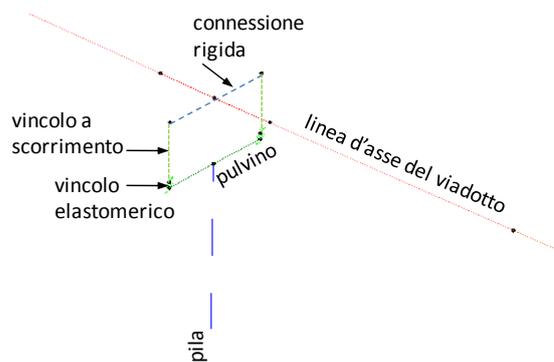


Figura 8 - Particolare del modello numerico del viadotto.

L'elevatissimo periodo del primo modo di vibrazione rappresenta una condizione di labilità strutturale associata al grado di libertà rototraslazionale come chiaramente mostrato nella figura 9 (I modo). Più precisamente si può asserire che, per effetto del criterio utilizzato per la protezione antisismica del viadotto e dei dispositivi di vincolo, di giunto e di dissipazione descritti nel paragrafo 2.1, dal punto di vista dinamico l'opera è schematizzabile come un corpo rigido dotato di un grado di libertà rotazionale, contrastato elasticamente dalle sole rigidezze laterali degli appoggi elastomerici; dal momento che tali rigidezze risultano evidentemente inadeguate a contrastare, da sole, le forze di inerzia associate alle masse permanenti strutturali e non, la dinamica globale dell'intero impalcato è assimilabile a quella di una struttura praticamente labile, cui è associato un primo modo di vibrazione corrispondente ad una rotazione rigida nel

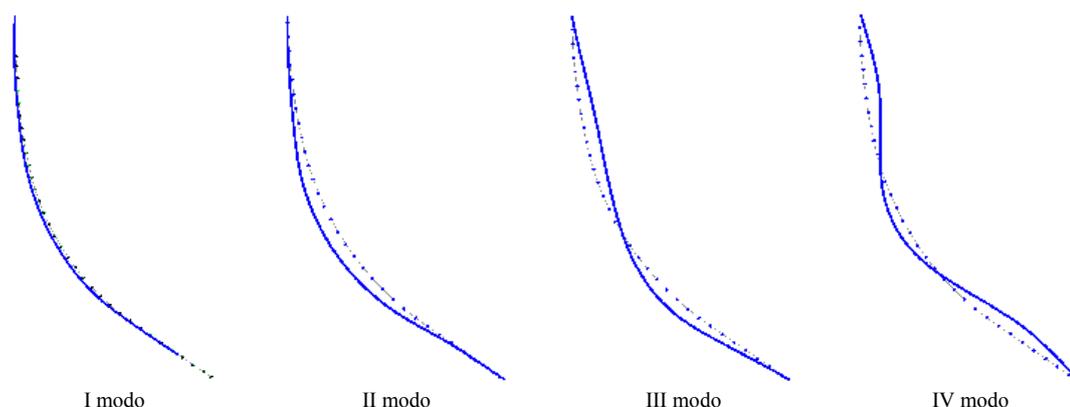


Figura 9 - Forme modali (vista planimetrica) del viadotto

piano orizzontale, intorno al centro di rotazione precedentemente individuato (definito dall'intersezione tra le due rette ortogonali all'asse del ponte nelle sezioni di estremità), con periodo di vibrazione elevatissimo.

Si osserva altresì che le forme modali associate al secondo, terzo e quarto modo corrispondono a deformazioni elastiche dell'impalcato e del sistema di vincolo nel piano orizzontale e quindi rappresentano l'impegno flessionale e tagliante delle pile, in direzione trasversale all'asse del ponte, sotto le azioni di natura sismica. Infine, precisando che tutte le analisi effettuate hanno preso in considerazione i primi 50 modi di vibrazione della struttura, si evidenzia che basta considerare i primi quattro modi di vibrazione per ottenere un'adeguata partecipazione modale delle masse presenti (massa partecipante maggiore dell'85% della massa totale).

Naturalmente, alla luce del comportamento dinamico descritto, nello stato attuale il viadotto non è in grado di resistere alle azioni sismiche definite dalla vigente normativa tecnica sulle costruzioni. In particolare, l'assenza degli elementi elastici di ricentraggio, cui è ascrivibile la labilità strutturale prima descritta, priva la struttura della capacità di vibrare intorno alla posizione di equilibrio: tale circostanza, a sua volta, inficia il funzionamento dei dissipatori e ne condiziona l'effettiva possibilità di ridurre le azioni sismiche sul viadotto, vanificando, in sintesi, l'intero sistema di protezione antisismica previsto per l'impalcato da ponte in esame.

6. ADEGUAMENTO SISMICO DEL VIADOTTO AI SENSI DELLE NTC 2008

Il sistema di protezione sismica ideato, progettato e realizzato per il viadotto è una soluzione ibrida che nelle intenzioni progettuali originarie, per l'epoca innovative, prevedeva: per la direzione curvilinea corrispondente all'asse del viadotto, un sistema assimilabile ad un moderno isolamento antisismico e basato sull'adozione di apparecchi di vincolo scorrevoli e apparecchi di dissipazione energetica supplementare; per la direzione trasversale, un sistema antisismico tradizionale, con azioni sismiche fronteggiate dalle pile. Nella documentazione di progetto il sistema di protezione antisismica non è analizzato, ma le sue principali caratteristiche sono desumibili dalla descrizione contenuta negli elaborati grafici relativi a appoggi, giunti e dissipatori, integrata dalle risultanze dei sopralluoghi eseguiti. Dall'esame di detta documentazione si evince immediatamente la mancanza, come già detto, di elementi elastici di ricentraggio del viadotto per gli spostamenti longitudinali lungo l'asse curvilineo, mancanza che rende non funzionale ed inidoneo l'intero sistema di protezione antisismica realizzato, in quanto rende labile l'intera struttura di impalcato.

In sintesi, quindi, il complesso sistema di protezione dalle azioni sismiche è stato concepito e realizzato in modo inadeguato allo scopo che si prefiggeva e va pertanto corretto.

6.1 Esame critico delle alternative progettuali

Attesa la carente progettazione e realizzazione del sistema di protezione antisismica del viadotto, sono state prese in considerazione varie possibilità di adeguamento.

Si è inizialmente valutata la possibilità di sostituire gli appoggi esistenti con isolatori elastomerici armati. A tal fine, occorre tenere presente che l'altezza complessiva degli

apparecchi di appoggio esistenti è poco minore di 30 cm. Considerando inoltre che la struttura è iperstatica e che risulta evidentemente impossibile sollevare l'intero viadotto contemporaneamente in corrispondenza di tutte le pile, i nuovi apparecchi di appoggio devono avere un'altezza complessiva praticamente identica a quella degli apparecchi esistenti. Se si considera che gli spostamenti dovuti alle deformazioni di natura termica arrivano a valori massimi dell'ordine di ± 85 mm nelle combinazioni di carico sismiche, si può facilmente concludere che lo spostamento globale associato a isolatori elastomerici di altezza complessiva pari a 300 mm circa, risulta insufficiente a garantire gli spostamenti richiesti per un sistema di isolamento antisismico. Inoltre, attesa la particolare conformazione planimetrica del viadotto, gli spostamenti in direzione trasversale all'asse del ponte in corrispondenza delle sezioni di estremità nel caso dell'adozione di un sistema di isolamento sismico risulterebbero difficilmente compatibili con qualsiasi tipo di apparecchio di giunto.

Discorsi analoghi possono venire ripetuti nel caso di un sistema di isolamento a scorrimento o a pendolo inverso. In questo caso, inoltre, gli spostamenti dell'impalcato necessari a raggiungere un soddisfacente grado di isolamento corrisponderebbero a sollevamenti differenziali dell'impalcato in corrispondenza di ciascuna pila e di ciascun appoggio. Atteso l'elevato grado di iperstaticità dell'impalcato, risulterebbero di difficile ed incerta determinazione le sollecitazioni corrispondenti a detti sollevamenti differenziali.

Pertanto, essendo la geometria planimetrica del viadotto e le modalità con le quali il viadotto è stato originariamente concepito e realizzato, certamente allo stato non più modificabili, la migliore possibile strategia di adeguamento antisismico consiste nella riproposizione dello schema di protezione antisismica originariamente previsto, riveduto e corretto nelle parti in cui risulta carente, anche ai sensi delle NTC 2008.

6.2 Specifiche del progetto di adeguamento

Nel rispetto delle intenzioni progettuali originali, il viadotto può essere considerato, ai fini del comportamento dinamico longitudinale, come un unico corpo rigido che oscilla intorno alla posizione di riposo per effetto dell'azione delle forze di inerzia e delle forze elastiche di ricentraggio, in modalità smorzata per effetto di opportuni elementi di dissipazione. Ai fini del dimensionamento di tali elementi, si è considerato uno schema semplificato di oscillatore elastico ad un grado di libertà dotato di elementi di smorzamento.

In particolare, il dimensionamento degli elementi elastici è stato effettuato fissando un periodo di vibrazione obiettivo pari a 4 s. Tale valore risulta essere il migliore compromesso tra la dimensione ed il costo degli elementi di ricentraggio, lo spazio effettivamente disponibile all'interno delle spalle esistenti e le possibilità analitiche di studio della dinamica di una struttura del tipo di quella in esame sotto azioni sismiche. Sia le forme spettrali, infatti, che la disponibilità di segnali accelerometrici, presentano notevoli limitazioni di significatività per periodi di vibrazione superiori al limite di 4 s. Nota la massa dell'impalcato del viadotto pari a circa 31.200 t, comprensiva dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, la rigidità elastica K necessaria a raggiungere un periodo T pari a 4 s è risultata essere pari a:

$$K = 4\pi^2 \cdot \frac{M}{T^2} = 77000 \text{ kN/m} \quad (1)$$

Con riferimento alla disponibilità commerciale di elementi elastici di ricentraggio, e noto che il viadotto e le spalle sono stati concepiti per ospitare 4 elementi smorzanti che devono prevedere anche la presenza di elementi elastici di ricentraggio, è stata fissata in $k = 20 \text{ kN/mm}$ la rigidità elastica di ciascuno di essi, per un valore complessivo di $K = 80 \text{ kN/mm}$. Per tale valore, il periodo di vibrazione non smorzato è pari a

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 3,92 \text{ s} \quad (2)$$

valore pertanto molto prossimo a quello fissato come obiettivo.

Sempre nell'ottica di coniugare la realizzabilità economica dell'intervento progettuale con la sua efficacia, si è fissato nel 20% il rapporto di smorzamento da raggiungere mediante i 4 dissipatori originariamente previsti. Recenti studi scientifici in materia riportano che rapporti di smorzamento superiori al 20% corrispondono a marginali riduzioni dello spostamento, ma al prezzo di significativi aumenti dell'entità delle accelerazioni [4]. Pertanto, ipotizzando inizialmente l'adozione di smorzatori viscosi lineari, la costante di smorzamento C globale è stata desunta dalla relazione:

$$C = 2 \cdot 0,2 \cdot \sqrt{K \cdot M} = 19984 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}} \quad (3)$$

cui corrisponde, per ciascuno dei 4 dissipatori, una costante $c = 4.996 \text{ kN/m/s}$.

Dagli spettri elastici di risposta in accelerazione, spostamento e velocità allo SLC costruiti per la struttura in esame, per un periodo $T = 3,92 \text{ s}$ e per un rapporto di smorzamento pari al 20%, risultano i seguenti valori massimi:

accelerazione:	0,029 g
spostamento:	111 mm
pseudo-velocità:	0,179 m/s.

Si sottolinea che la presente impostazione progettuale prevede che l'intera dissipazione energetica si sviluppi negli elementi di vincolo a tanto predisposti e che la struttura, impalcato e pile, si mantenga sostanzialmente in campo elastico. Per tale motivo il fattore di struttura viene posto pari a 1 e si utilizzano, per la progettazione, gli spettri di risposta elastici. Tale circostanza, che non associa alla resistenza alle azioni sismiche alcun danneggiamento strutturale, rappresenta la forma di progettazione più cautelativa fra quelle che è possibile adottare e consegue l'obiettivo di lasciare la struttura portante priva di qualsiasi conseguenza dopo l'azione del terremoto di progetto.

Lo spostamento spettrale $S_{De} = 111 \text{ mm}$ risulta compatibile con la capacità disponibile, in base alla geometria del viadotto, per i dissipatori, i giunti e gli apparecchi di appoggio, anche se composto con gli spostamenti associati alle dilatazioni termiche. La massima forza elastica per ciascun dissipatore è pari a

$$F_e = k \cdot D = 20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot 111 \text{ mm} = 2222 \text{ kN} \quad (4)$$

Le accelerazioni sono molto basse, come prevedibile nel caso in esame, mentre la massima pseudo-velocità spettrale, pari a $v = 0,179 \text{ m/s}$ comporta una forza viscosa massima in ogni dissipatore pari a

$$F_v = c \cdot v = 4996 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}} \cdot 0,179 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 894 \text{ kN} \quad (5)$$

Per quanto concerne la funzione di dissipazione, le disponibilità commerciali attualmente presenti sono rivolte per la maggior parte a dispositivi a comportamento non lineare con legge viscosa del tipo:

$$F_v = c \cdot v^\alpha \quad (6)$$

con α molto minore dell'unità e generalmente pari a 0,15. Questa tipologia di dissipatori presenta l'indubbio vantaggio di una minore dipendenza della forza massima dall'effettiva velocità raggiunta, oltre a possedere notevoli capacità dissipative nel campo delle piccole velocità (sismi di minore intensità). Per determinare il valore della costante di dissipazione nel caso di smorzatori non lineari con esponente pari a 0,15 si è operato come segue.

Con riferimento alla figura 8, si è dapprima tracciato il ciclo forza-spostamento del dispositivo viscoso lineare progettato corrispondente ad uno spostamento armonico di ampiezza pari a 111 mm e periodo 3,92 s (del quale in figura se ne rappresenta un quarto). L'area sottesa dal ciclo, pari all'energia dissipata, vale 306 kJ. Perché un dissipatore non lineare con legge potenza con esponente pari a 0,15 dissipasse nello stesso ciclo la medesima energia, occorre che la sua costante di smorzamento sia pari a $936 \text{ kN}/(\text{m/s})^{0,15}$; la corrispondente porzione del ciclo forza-spostamento è riportata nella figura in basso. Rimane così fissata la costante di smorzamento commercialmente disponibile, pari a $1.000 \text{ kN}/(\text{m/s})^{0,15}$.

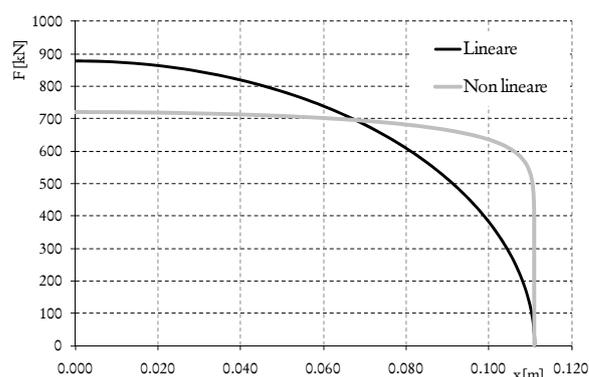


Figura 10 – Equivalenza in termini di energia tra dissipatore lineare e non lineare

Gli obiettivi di progetto, pertanto, possono essere raggiunti mediante dispositivi di dissipazione e ricentraggio descritti da una legge del tipo:

$$F = k \cdot x + c \cdot v^\alpha + k_0 \quad (7)$$

in cui i valori della rigidezza elastica k e della costante di smorzamento c sono stati definiti in precedenza, ed essendo k_0 la precarica elastica del dissipatore, variabile in base alla tecnologia esecutiva delle ditte che producono tali dispositivi.

Per quanto detto in precedenza, anche in configurazione di progetto il cinematismo globale dell'impalcato richiede che in corrispondenza delle pile sia garantita la possibilità di uno spostamento trasversale dell'impalcato, contrastato elasticamente e stimabile nel prodotto tra lo spostamento sismico longitudinale ed il seno dell'angolo massimo formato dalla tangente all'asse del viadotto e la retta ortogonale al centro di rotazione. Per soddisfare la duplice esigenza di permettere per scorrimento spostamenti longitudinali elevati e per deformazione scorrimenti trasversali comunque non modesti, si è identificato nella tipologia 1.5 delle norme UNI 1337:1 "Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile unidirezionale" la tipologia normalizzata di appoggio capace di offrire il complesso sistema di vincolo richiesto nel caso in esame. Pertanto, è stato anche necessario dimensionare e progettare i 64 apparecchi di appoggio secondo i criteri sopra indicati e nel rispetto della normativa UNI 1337:1 (figura 11), dal momento che apparecchi di tali caratteristiche non compaiono nei cataloghi di alcuno dei maggiori produttori del settore.

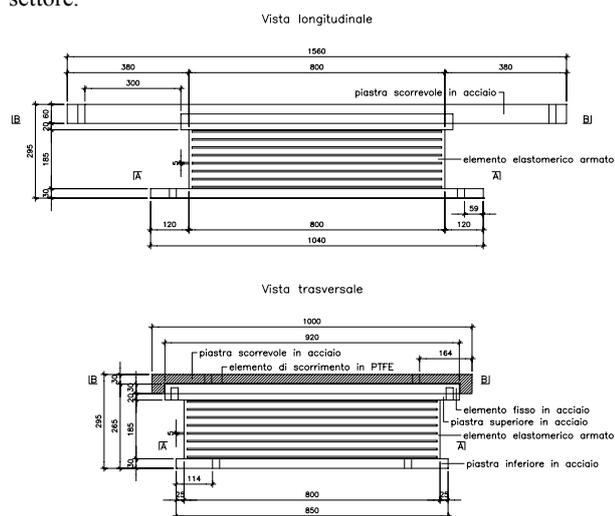


Figura 11 – Apparecchio di appoggio.

7. CONCLUSIONI

È stato presentato lo studio relativo ad un viadotto in c.a.p. a travata continua di particolari caratteristiche. L'interesse nasce dalle particolari manifestazioni di dissesto che caratterizzano l'opera stradale. Queste ultime non coinvolgono gli elementi strutturali principali, ma riguardano gli apparecchi di appoggio e i dispositivi di dissipazione esistenti che, nell'odierno esercizio, si trovano in uno stato di funzionamento certamente non previsto in sede progettuale, a carattere patologico.

L'analisi strutturale per carichi gravitazionali, inclusi i carichi mobili associati all'esercizio della struttura, conduce a

risultati soddisfacenti in termini di efficienza strutturale di impalcato e pile. Ciò certamente costituisce un segnale di una progettazione accorta dell'opera riguardo le azioni gravitazionali, con un dimensionamento razionale di sezioni resistenti e di armature metalliche. I rapporti domanda/capacità desunti dalla relazione di calcolo allegata al progetto, seppur derivanti dall'applicazione della normativa vigente a quel tempo (D.M. 2.8.1980), conducono a risultati del tutto analoghi agli omologhi rapporti rivalutati alla luce delle cogenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.1.2008), contro ogni previsione avanzata sulla scorta delle drastiche differenze, in termini di approccio, che i due documenti normativi evidenziano.

L'analisi dettagliata dei dispositivi di appoggio e dei dissipatori viscosi posti alle due estremità del viadotto, tra impalcato e spalle, ha permesso da un lato di far luce sulle più probabili cause dei dissesti, dall'altro di porre le basi per la definizione di un intervento di adeguamento teso al ripristino della sicurezza complessiva dell'opera, specie riguardo le azioni sismiche.

Si è, di fatto, concluso che il cinematismo responsabile delle anomale condizioni di funzionamento di appoggi e dissipatori è senz'altro da attribuirsi ad un fenomeno patologico che ha avuto inizio probabilmente dalle prime fasi dell'opera, poi aggravatosi nel tempo. Tale fenomeno è essenzialmente legato alle peculiarità dell'opera, non ultima quella che vede l'impalcato, in pendenza, collegato alle pile mediante vincoli scorrevoli e alle spalle mediante dispositivi viscosi non ricentranti.

Il progetto dell'intervento ha riguardato: a) la sostituzione degli apparecchi di appoggio mediante dispositivi che, moderni e progettati in accordo alle NTC 2008, corrispondono, in quanto al principio di funzionamento, a quelli previsti nel progetto originale; b) la sostituzione dei dissipatori posti alle estremità del viadotto mediante dispositivi a più alto contenuto tecnologico, progettati tenendo conto delle effettive proprietà dinamiche dell'opera e dell'azione sismica di progetto definita al sito dalle Norme Tecniche e, soprattutto, dotati di un'adeguata capacità rientrante tesa all'eliminazione della pseudo-labilità dell'impalcato responsabile del cinematismo patologico su descritto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero dei Lavori Pubblici (1980) - D.M. 2.8.1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- [2] Ministero delle Infrastrutture (2008) - D.M. 14.1.2008 - "Norme tecniche per le costruzioni".
- [3] SAP2000, Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures, manuale d'uso, Computers and Structures, Inc., Berkeley, 2010.
- [4] A. Occhiuzzi, Additional viscous dampers for civil structures: analysis of design methods based on modal damping ratios, Engineering Structures, vol. 31, n. 5, 1093-1101, 2009.

LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980

Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II

SOMMARIO

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato è senza dubbio diventato un tema prioritario della ingegneria sismica risultando oggetto di continui aggiornamenti nell'ambito sia della letteratura tecnica che delle indicazioni normative dell'ultimo decennio. Nelle principali normative internazionali la verifica sismica della singola struttura include una iniziale fase di conoscenza che influenza in maniera non secondaria il risultato della fase di analisi. Il processo di conoscenza riguarda tre aspetti principali: la geometria degli elementi strutturali, i dettagli di armatura ed infine le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti. Proprio questo ultimo aspetto può divenire un limite per una adeguata conoscenza della struttura, necessaria per l'utilizzo di metodologie di analisi più accurate, da ricondursi senz'altro alla caratteristica di forte invasività delle metodologie dirette; tale aspetto investe soprattutto le barre in acciaio, in quanto i metodi diretti (più invasivi) non possono trovare una alternativa o quanto meno una complementarietà nelle metodologie indirette come avviene per il calcestruzzo.

Il presente lavoro illustra una analisi statistica delle caratteristiche meccaniche degli acciai di armatura utilizzati in Italia tra il 1950 ed il 1980, basata sui dati delle schede di prova dell'archivio del laboratorio sperimentale del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II. I parametri considerati includono le resistenze allo snervamento e ultima e l'allungamento ultimo percentuale. Inoltre, i dati raccolti consentono di valutare la diffusione di differenti tipologie di armatura (ad esempio se liscia o nervata o la classificazione commerciale) nell'arco temporale oggetto dello studio. I valori medi e le relative misure di dispersione sono valutati a seconda della tipologia considerata e del periodo di interesse.

SUMMARY

Seismic vulnerability assessment of existing reinforced concrete buildings is a major issue in earthquake engineering; both technical literature and code provisions have been addressing great attention to this issue during last years. According to main international codes, seismic assessment of a structure starts from a knowledge process which significantly influences the following analysis. Such process includes geometry of structural elements, reinforcement details and mechanical characteristics of materials. The latter aspect can limit the knowledge level, thus influencing the applicability of more advanced analysis methodologies, due to the disadvantages of destructive tests. This is particularly true for reinforcing bars since no indirect test method is present as an alternative to destructive methods, as for concrete.

In this study, a statistical analysis of mechanical characteristics of reinforcing bars used in Italy between 1950 and 1980 is presented, based on a large number of archive data from the steel testing laboratory of the Department of Structural Engineering at the University of Naples Federico II. Considered parameters include yield and ultimate strength and ultimate strain. Moreover, collected data allow to estimate the spread of different reinforcement typologies (such as plain or deformed bars and commercial typology) across the observed time period. Most probable values and corresponding dispersion measures are estimated according to the typology and the time of interest. Provided data can be usefully employed in the assessment of RC buildings, especially when a poor knowledge level is present, such as, for instance, in large scale seismic vulnerability assessment procedures.

1. INTRODUZIONE

Il presente studio focalizza l'attenzione sulle principali caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato (c.a.) utilizzati nel trentennio 1950-1980. Durante quest'arco temporale il processo produttivo dell'acciaio ha subito un profondo mutamento, anche in ragione del progressivo miglioramento della processo industriale nazionale. Poiché la maggior parte degli edifici esistenti è stata realizzata in questo arco temporale, risulta di notevole interesse lo sviluppo di un'analisi di tipo statistico, su larga scala, relativamente alle caratteristiche meccaniche dei suddetti acciai.

Nell'ambito di un processo di valutazione delle prestazioni di una struttura esistente, potrebbe essere utile affiancare alle conoscenze normative una caratterizzazione probabilistica delle proprietà meccaniche dei materiali utilizzati, pertanto il seguente lavoro è volto all'individuazione di un metodo semi-quantitativo che consenta la simulazione statistica delle proprietà meccaniche degli acciai, analizzando parametri caratteristici relativi ad un vasto numero di prove a trazione eseguite per la realizzazione di opere civili nell'area campana.

La normativa tecnica italiana ha regolamentato le caratteristiche meccaniche degli acciai per c.a. fin dai primi anni del '900. Concentrando l'attenzione sulle normative che interessano il trentennio in esame, va ricordato, innanzitutto, il Regio Decreto legge 16/11/1939 n° 2228-2232 [1] le cui prescrizioni relativamente agli acciai lisci sono rimaste in vigore fino al 1972, in quanto di fatto la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23/05/1957 n.1472 [2] cambia solo la denominazione delle categorie di acciaio ma non i contenuti.

Il Regio Decreto legge 16/11/1939 n° 2228-2232 viene introduce una classificazione dell'acciaio da c.a. definita da tre categorie: acciaio dolce, semiduro e duro. I parametri meccanici considerati in questa classificazione sono il carico di rottura a trazione, la tensione di snervamento e l'allungamento percentuale a rottura. I limiti indicati dalla norma sono riportati in Tabella 1. E' da ricordare, inoltre, che negli anni del dopoguerra, vista la situazione eccezionale e l'urgenza di ricostruire, viene consentito l'utilizzo di acciai non sempre rispettosi dei limiti normativi.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Tale consuetudine si consolida nel tempo sino ai primi anni '60, nonostante le svariate Circolari, 25/09/1948 n. 2088 [3]; 8/06/1953 n. 1082 [4]; 20/05/1954 n.1433 [5], che richiamano gli Uffici Tecnici, preposti al controllo, alla stretta osservanza delle indicazioni del R.D.L. del 16/11/1939. Tale circostanza, come si vedrà in seguito, conduce a considerare una tipologia di acciaio aggiuntiva rispetto a quelle indicate dalla norma, categoria che definiremo *Comune*.

Viceversa, la possibilità di utilizzare acciai duri, ossia definiti da una maggiore resistenza specifica, consente di adottare sezioni ridotte. Per questo motivo a partire dal 1946, Circolare del Ministero dei LL.PP. n.1735 [6], è possibile utilizzare acciaio ad alto limite elastico, che nel seguente lavoro definiremo *ALE*.

Spartiacque nell'evoluzione normativa è la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23/05/1957 n.1472 [7], che introduce non solo una nuova denominazione per le barre lisce - *AQ42*, *AQ50* e *AQ60*, equivalenti rispettivamente alle categorie dolce, semiduro e duro (denominazione utilizzata nel seguente lavoro) - ma contiene anche le prime indicazione sugli acciai ad aderenza migliorata.

Sempre con riferimento alle barre lisce un sostanziale cambiamento si ha con il Decreto Ministeriale del 30/5/1972 che divide gli acciai lisci in sole due categorie denominate *FeB22* ed *FeB32*, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate in Tabella 1. Tale classificazione, rimane per gli acciai lisci sostanzialmente invariata con il successivo Decreto Ministeriale 30/05/1974 [8]. Si vuole evidenziare che la norma del 1972 getta le basi per quello che diventerà il calcolo agli stati limite, passando da un sistema di tipo deterministico a quello statistico attraverso l'introduzione del *valore caratteristico*, per cui la tensione di snervamento, così come quella ultima, non va intesa come valore medio ma la tensione che ha solo il 5% di probabilità di essere minorata dalla resistenza effettiva. I valori riportati in Tabella 1 vanno quindi intesi come valori caratteristici.

2 DESCRIZIONE DELLA POPOLAZIONE

Lo studio parte dalla raccolta e successiva analisi di dati relativi a prove di trazione su barre di acciaio, eseguite presso il *Laboratorio Prove Materiali* del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni (attualmente Laboratorio Prove del *DIST*) della Facoltà d'Ingegneria dell'Università Federico II di Napoli, relative al trentennio 1950-1980.

In particolare, poiché la numerosità dei certificati di prove emessi dall'istituto è ovviamente andata ad aumentare nel tempo, al fine di ottenere una certa uniformità nella numerosità della popolazione per ognuno dei tre decenni esaminati sono state scelte differenti finestre temporali:

- decennio 1950-1960: prove emesse nei 12 mesi in tutti gli anni pari, ad esclusione di alcuni mesi del 1954 irreperibili e pertanto sostituite dai rispettivi mesi del 1955.

- decennio 1960-1970: prove relative ai soli mesi di maggio, giugno luglio, in quanto giugno è considerato rappresentativo dell'anno di riferimento, come valutato nel lavoro di riferimento [9] del presente studio; successivamente, per aumentare la popolazione, si è deciso di allargare la finestra temporale annua al mese precedente e successivo; solo per l'anno 1960 sono stati considerati tutti i mesi.
- decennio 1970-1980: prove emesse nel solo mese di giugno; inoltre, poiché non è stato possibile reperire i certificati relativi al 1970, si fa riferimento a quelli dello stesso mese del 1969.

Per la caratterizzazione meccanica degli acciai si è proceduto ad una prima importante suddivisione delle barre in lisce e nervate. In Figura 1 sono riportate le percentuali di barre lisce e ad aderenza migliorata sul campione annuo. Negli anni 1950 ed 1952 il campione è costituito solo da barre lisce, mentre nel 1954 compaiono le prime barre ad aderenza migliorata, che in particolare sono costituite da acciai cosiddetti Speciali. La percentuale di utilizzo di questi è tuttavia molto ridotta (~1%) fino al 1960.

A partire dal 1960 compare la tipologia di barre ad aderenza migliorata utilizzata tutt'oggi; nel decennio (1960-1970) si registra un sostanziale aumento dell'utilizzo delle barre nervate, che alla fine del decennio si traduce in un superamento nelle percentuali di utilizzo rispetto a quelle lisce. Nel successivo decennio (1970-1980) si registra, mediamente, un progressivo aumento dell'utilizzo delle barre nervate toccando l'80% nel 1980.

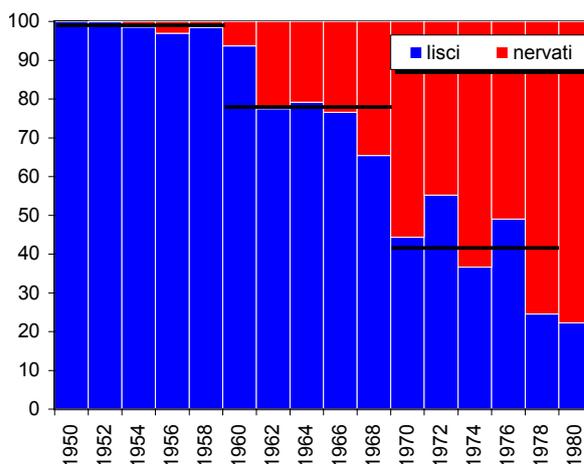


Figura 1. Percentuale di utilizzo acciai lisci e nervati

I parametri, caratterizzanti gli acciai, desumibili dalle schede delle prove sono: diametro delle barre; tensione di rottura; tensione di snervamento; allungamento a rottura.

Per quanto riguarda la popolazione degli acciai lisci sono stati raccolti 10'807 certificati di prova. Di queste sono state

scartate: 40 in quanto presentavano un diametro non compreso nell'intervallo 5–32 mm; 39 in quanto non era stata individuata la tensione di rottura, scelta come parametro principe per la classificazione; 19 in quanto non era stata riportata né la tensione di snervamento né la percentuale di allungamento; 150 in quanto era definita la tensione di snervamento; 228 in quanto era definita la percentuale di allungamento.

Ne risulta quindi una popolazione di 10'331 certificati di prova relativi ad acciai lisci tra il 1950 ed il 1980.

3 IL DATABASE DEGLI ACCIAI LISCI

La popolazione risultante, per quanto riguarda le barre lisce consta, di 10'331 prove, ed è caratterizzata da una numerosità decrescente nel tempo legata essenzialmente al fatto che l'acciaio liscio è stato progressivamente sostituito da quello ad aderenza migliorata.

Il diametro effettivo delle barre, di cui si riporta il diagramma delle frequenze, è compreso tra 5 e 32 mm (Figura 2). Il diametro mediamente provato è compreso tra $\phi 12$ e $\phi 16$ sia sull'intero trentennio che sui tre singoli decenni.

Successivamente, gli acciai lisci sono stati classificati in funzione delle disposizioni normative vigenti nell'anno in esame. In particolare, non essendo sempre riportata nei certificati di prova la categoria di appartenenza, la classificazione è stata eseguita sulla base delle caratteristiche meccaniche, ovvero tensione di rottura, quella di snervamento e allungamento a rottura, che la normativa vigente all'epoca indicava per ciascuna categoria.

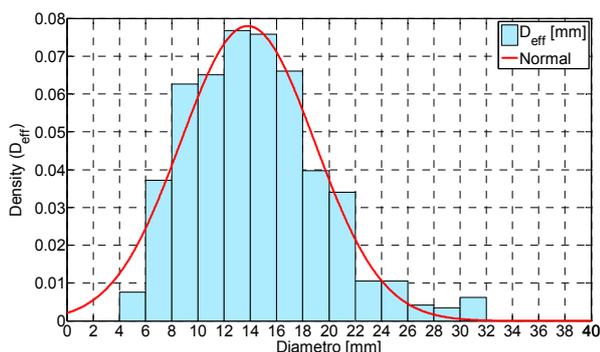


Figura 2. Distribuzione dei diametri utilizzati tra il 1950-1980

Le prove eseguite tra il 1950 ed il 1972 sono state classificate in cinque categorie:

- Comune
- AQ42
- AQ50
- AQ60
- ALE (acciai ad alto limite elastico)

ovvero in aggiunta alle tre categorie definite dal R.D.L. del 16/11/1939 n°2229 (riposte identicamente, per gli acciai lisci, dalla circolare del 23/05/1957 n°1472) sono state considerate due ulteriori categorie di acciaio denominate acciaio ad alto limite elastico (ALE), definita da una resistenza a rottura superiore a 70 kg/mm² (circa 700 MPa), ed acciai comuni (COM), caratterizzati da una tensione di rottura inferiore a 42 kg/mm² (circa 420 MPa). Per entrambe le categorie, essendo queste 'fuori norma', non è stato possibile definire delle condizioni sui restanti parametri meccanici; pertanto, queste risultano classificate in funzione della sola tensione di rottura.

Le prove eseguite tra il 1974 ed il 1980 fanno invece riferimento al D.M. del 30/05/1972 che vede la distinzione in due categorie:

- FeB22K
- FeB32K

Per quanto concerne la classificazione degli acciai lisci sull'intero trentennio è da evidenziare che dai certificati di prova raccolti e classificati in funzione della tensione di rottura 13 non hanno verificato la condizione normativa sulla tensione di snervamento, e per ben 180 non è soddisfatta quella sull'allungamento. Si ricorda che la verifica per le categorie COMUNI ed ALE, in quanto non normate, non sono state eseguite; queste due categorie di acciai costituiscono il 19% della popolazione non classificata (N.C.).

Si sottolinea, inoltre, che la classificazione è stata effettuata in base ai risultati di ciascuna prova e quindi non, necessariamente, viene a coincidere con la classificazione commerciale delle barre. In via esemplificativa, un acciaio commercialmente classificato come AQ50, nell'ambito del presente studio potrebbe essere stato considerato come Comune se rientrate nei limiti di questa ultima categoria.

Tutte le statistiche sono analizzate sia con riferimento a ciascuna delle categorie precedentemente definite che con riguardo alla popolazione nella sua globalità; quest'ultimo aspetto consente di valutare i parametri meccanici (e della corrispondente variabilità) senza alcuna conoscenza della categoria delle barre di armatura adoperata.

In Figura 3 si riporta è possibile vedere l'andamento delle percentuali di utilizzo dell'acciaio per le diverse categorie per ciascun anno esaminato. L'acciaio maggiormente utilizzato nel decennio 1950-1960 è l'AQ42 il quale costituisce il 55% della popolazione nell'anno 1950, percentuale che diminuisce gradualmente nel corso del decennio fino ad arrivare a circa il 40% nell'anno 1960. L'acciaio maggiormente utilizzato durante l'anno 1960 diviene l'AQ50; tale risultato rimane pressoché immutato per tutto il decennio che va dal 1960 al 1970. In particolare la percentuale di utilizzo di questa categoria di acciaio cresce costantemente dal 1950 a 1966, passando da circa il 12% del totale annuo fino ad oltre il 50%.

Negli anni successivi al 1966 si registra una diminuzione di questa percentuale, dovuta all'aumento sostanziale nell'utilizzo dell'AQ60, che prima di quel periodo risulta abbastanza marginale (5-10% negli anni 50 e 10-15% negli anni 60), mentre nel 1972 diviene predominante raggiungendo una quota del 40% sul totale annuo.

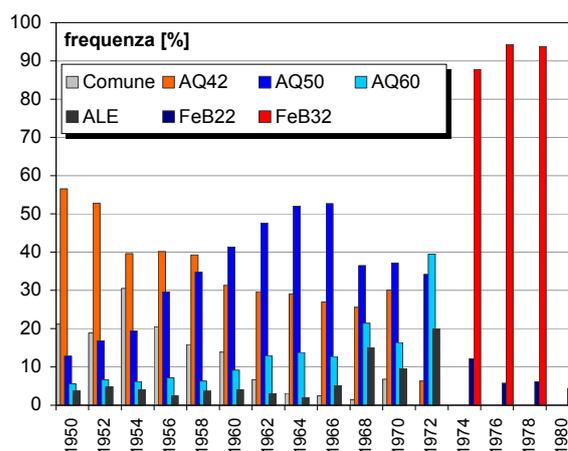


Figura 3. Percentuali di utilizzo dell'acciaio per le diverse categorie per ciascun anno esaminato

Per quanto riguarda le due categorie estreme, l'acciaio Comune, alquanto impiegato negli anni 50 (15-30%) mostra un trend decrescente, salvo una lieve ripresa nel 1970, fino a scomparire del tutto nel 1972; l'acciaio ad Alto Limite Elastico, invece, mostra un trend opposto, ovvero costituisce fino al 1966 un'aliquota molto bassa del campione annuo

(intorno al 5% se non minore) per poi aumentare lievemente tra il 1968 ed il 1972, rappresentando il 10-20% del campione.

Infine si osserva che dal 1974 al 1980 la popolazione è costituita quasi esclusivamente dall'acciaio tipo FeB32, che costituisce l'85-95% delle prove.

4 ACCIAI LISCI: ANALISI DEI DATI

Per ciascuna delle tre caratteristiche meccaniche considerate, sono state valutate le densità di frequenza empiriche e le stime delle funzioni di densità di probabilità Normale e LogNormale considerando:

- uno stato di conoscenza quasi-nullo, ovvero nell'ipotesi di disporre la sola informazione di tipologia di acciaio, nello specifico di acciaio liscio;
- uno stato di conoscenza superiore, quando dai certificati o dalle tavole di progetto è possibile desumere anche la categoria di acciaio utilizzata.

Le analisi, sono quindi eseguite:

- sulla totalità delle prove;
- in funzione della classificazione adottata (categorie);
- relativamente a tre diverse finestre temporali: (i) sull'intero trentennio (1950-1980), (ii) per decennio, (iii) per ogni anno considerato

4.1 Indagine sulla variabilità della tensione di snervamento f_y

In Figura 4 è riportato l'istogramma delle densità di frequenza che insiste sull' i -esimo intervallo di ampiezza costante $\Delta x=30$ MPa della tensione di snervamento nel periodo 1950-1980. Si osservi come la distribuzione LogNormale approssima alquanto bene l'effettiva distribuzione. In Tabella 2 sono, inoltre, riportati i principali parametri statistici del database considerato e i parametri delle due distribuzioni, Normale e LogNormale.

I risultati riportati si possono utilmente adoperare in un processo di valutazione di un edificio esistente. Infatti, nel caso in cui lo stato di conoscenza sia limitato all'epoca di costruzione dell'edificio (trentennio 1950-1980), in assenza di ulteriori informazioni si può assumere una tensione di snervamento di 356.50 MPa ed una tensione di rottura di 518.61 MPa. La tensione di snervamento, è non dissimile da quella di un acciaio AQ50 valutata sul medesimo arco temporale, confermando il predominante utilizzo di tale categoria di acciaio nel trentennio analizzato.

Viceversa, se si dispone di uno stato di conoscenza superiore, ovvero qualora fosse nota la categoria di acciaio adoperata, è ovviamente possibile ridurre le incertezze legate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche. In tal senso, come era prevedibile, le distribuzioni in funzione della categoria di acciaio mostrano una misura della dispersione intorno al valore atteso più bassa. Quindi se è nota anche la categoria di acciaio utilizzata, è possibile affidarsi a valori di tensioni di snervamento più realistici ed affetti da una minore incertezza.

In Figura 6 sono riportate gli istogrammi delle densità di frequenza della tensione di snervamento per le diverse categorie di acciaio liscio. In particolare le categorie Comune, AQ42, Aq50, Aq60 ed ALE sono riferite all'intervallo temporale 1950-1974, mentre le categorie FEB22 e FeB32 sull'intervallo 1974-1980 nel periodo 1950-1980.

In Tabella 3 e 4 sono riportati, i principali parametri statistici dei diversi database considerati e, inoltre, i parametri delle due distribuzioni, Normale e LogNormale, adottate.

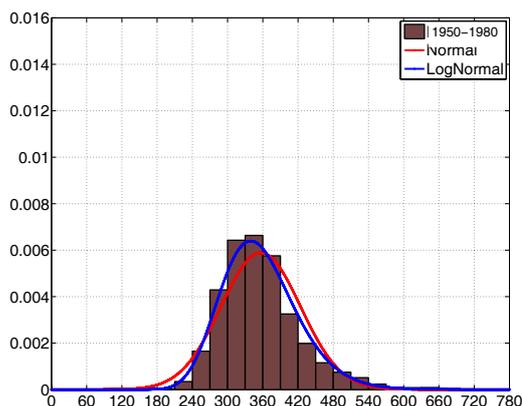


Figura 4. Diagramma di frequenza della tensione di snervamento relativo alla globalità del database degli acciai lisci sull'intero trentennio 1950-1980

Tabella 2 – I principali parametri statistici del database relativo all'intero trentennio 1950-1980 e relativi parametri delle due distribuzioni Normale e LogNormale adottate.

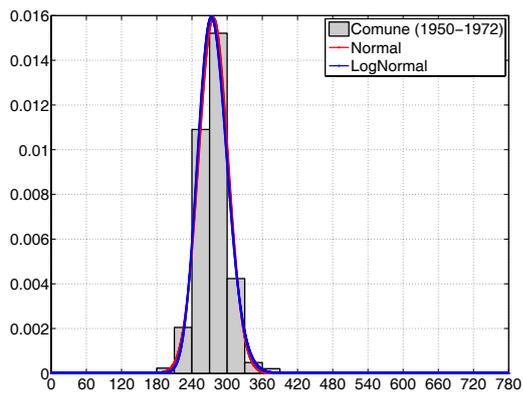
Periodo 1950-1980		f_y	f_u
n° prove		10331	10331
Media	[MPa]	356.50	518.68
Mediana	[MPa]	347.50	503.50
Dev.St.	[MPa]	67.80	100.71
Min	[MPa]	165.20	261.60
Max	[MPa]	884.20	1114.00
Kurtosi	[MPa]	5.595	4.656
LogNormal	μ [MPa]	5.860	3.931
	σ [MPa]	0.181	0.185
Normal	μ [MPa]	356.50	518.68
	σ [MPa]	67.80	100.71

Tabella 3 – I principali parametri statistici del database relativo alle categorie Comune, AQ42, Aq50, Aq60 ed ALE e relativi parametri delle due distribuzioni Normale e LogNormale adottate.

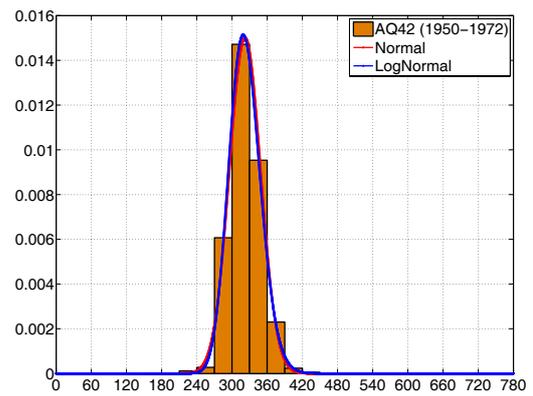
Periodo 1950-1972	Comune	AQ42	AQ50	AQ60	ALE	
n°prove	1464	3520	3278	949	461	
Media	276.47	322.34	370.90	435.45	512.06	
Mediana	276.45	320.80	369.30	428.30	500.20	
Dev.St.	25.10	26.59	31.84	50.06	65.41	
min	165.20	211.90	212.80	294.30	260.80	
max	386.20	486.30	557.00	656.80	884.20	
kurtosi	4.320	4.728	6.186	6.652	6.749	
LogNormal	μ	5.618	5.775	5.912	6.070	6.230
	σ	0.091	0.082	0.084	0.109	0.122
Normal	μ	276.47	322.34	370.90	435.45	512.06
	σ	25.10	26.59	31.84	50.06	65.41

Tabella 4 – I principali parametri statistici del database relativo alle categorie FeB22 e FeB32 e relativi parametri delle due distribuzioni Normale e LogNormale adottate.

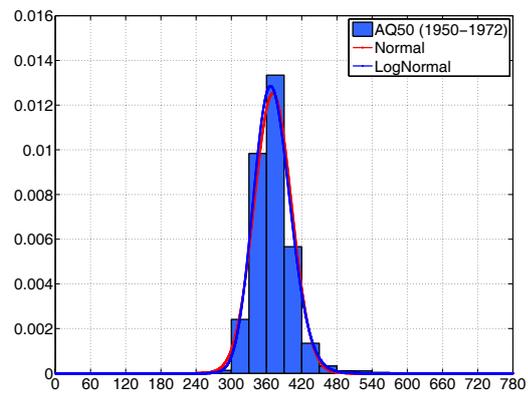
Periodo 1974-1980	FeB22K	FeB32K	
n°campioni	47	612	
Media	325.11	430.03	
Mediana	332.00	420.00	
Dev.St.	39.83	53.48	
min	222.00	326.00	
max	429.00	662.00	
kurtosi	3.998	5.237	
LogNormal	μ	5.776	6.057
	σ	0.13	0.118
Normal	μ	325.11	430.03
	σ	39.83	53.48



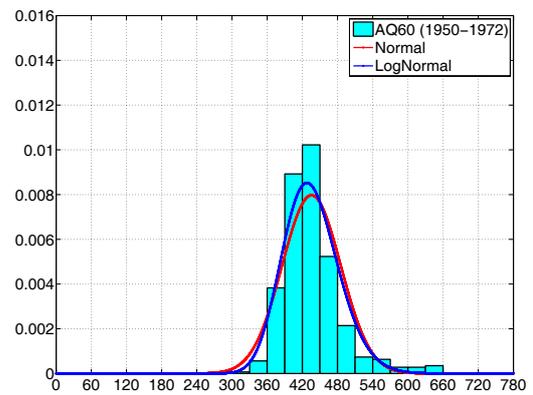
(a)



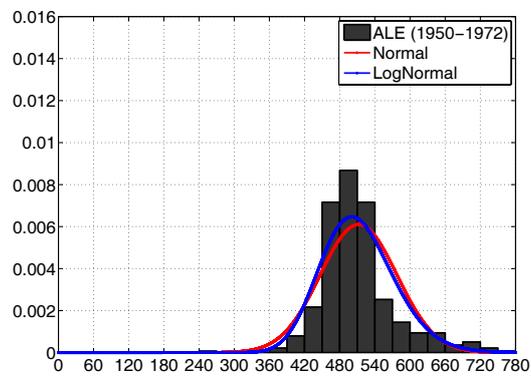
(b)



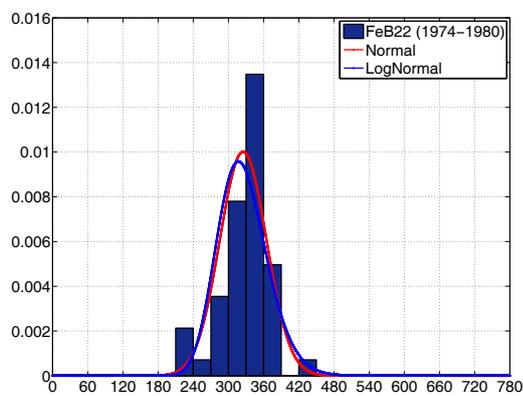
(c)



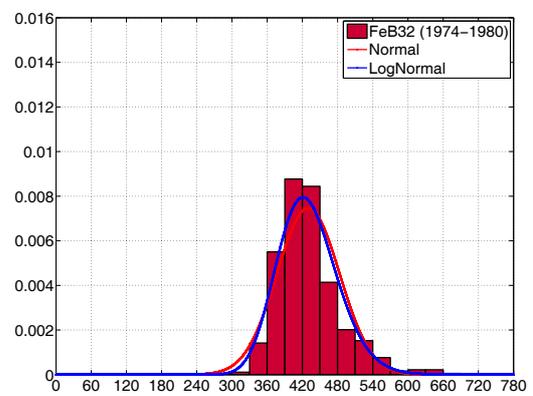
(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 5. Diagramma di frequenza della tensione di snervamento relativo: (a) acciaio tipo Comune, (b) acciaio tipo AQ42, (c) acciaio tipo AQ50, (d) acciaio tipo AQ60, (e) acciaio tipo ALE, (f) acciaio tipo FeB22 e (g) acciaio tipo FeB32.

In Figura 6a e Figura 6b sono riportati gli andamenti delle Normali e delle LogNormali per le differenti categorie, dalle quali si nota che all'aumentare della classe di resistenza le curve si spostano verso destra; ciò era atteso in quanto la variabilità della tensione di snervamento, risultando come si vedrà in seguito il rapporto d'incrudimento pseudo-costante, è essenzialmente condizionata dalla modalità di classificazione degli acciai in funzione di un range di valori entro il quale è contenuta la tensione di rottura. Inoltre le curve si abbassano e si allargano; ovvero la probabilità che si verifichi il valore atteso medio tende a diminuire, e le deviazioni standard tendono ad aumentare. Ciò è indice di una maggiore incertezza sulla tensione di snervamento per le tipologie di acciaio a resistenza maggiore.

Si ricorda, inoltre, che le tipologie FeB22 ed FeB32 fanno riferimento ad un periodo immediatamente successivo a quello delle altre categorie, per cui il fatto che la loro distribuzione tende a sovrapporsi rispettivamente a quella delle tipologie AQ42 ed AQ60 non è sorprendente.

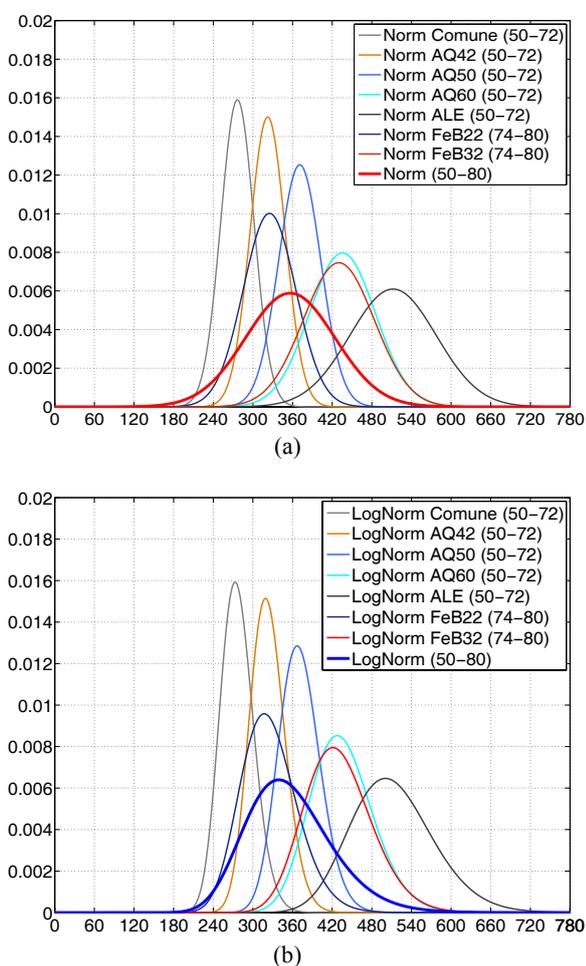


Figura 6. Distribuzione (a) Normale e (b) LogNormale della tensione di snervamento per le diverse categorie di acciaio

La stessa analisi eseguita per anno e categoria mostra un andamento pseudo costante, anno dopo anno, della tensione di snervamento all'interno della stessa categoria (Figura 7), tranne che per le categorie ad alta resistenza, ALE ed AQ60 le quali mostrano anche scarti maggiori, superiori a quelli mostrati da un'analisi indifferenziata per anno. Una diminuzione degli scarti si ha a partire dal 1960 ovvero si passa da una $\sigma_{1950}=15.911$ ad una $\sigma_{1960}=4.679$ per un ALE, e da una $\sigma_{1950}=10.754$ ad una $\sigma_{1960}=4.340$ per un AQ60. Tale diminuzione era attesa, in quanto è solo intorno al 1960 che si

regolarizzano i controlli sull'acciaio da c.a.. Quanto evidenziato sottolinea anche l'elevata percentuale, precedentemente osservata, di utilizzo delle categoria 'Comune' che tende a diminuire proprio a cavallo dei decenni '50 e '60.

Si osservi come la tensione di snervamento media calcolata sul campione annuo, indipendentemente dalla categoria di acciaio, risulti di poco superiore a quella tipica di un AQ42 fino al 1956, a metà tra un AQ42 ed un AQ50 tra il 58 ed il 60, per poi sovrapporsi all'andamento della tipologia AQ50 fino al 1972, anno in cui diviene predominante l'AQ60.

Come era da attendersi, data la percentuale di utilizzo dell'FeB32, tra il 1974 ed 1980 il valore medio della tensione di snervamento, di tale categoria tende a coincidere con quello totale. Inoltre, ancora una volta e in maniera netta, si evince come in termini di tensione di snervamento l'FeB22 abbia di fatto sostituito l'AQ42 mentre l'FeB32 l'acciaio AQ60. Questi presentano un valore medio leggermente crescente negli anni, ma affetto da una deviazione standard superiore alle restanti categorie.

Ciò è probabilmente dovuto al fatto che il passaggio da una modalità di classificazione all'altra, che nel presente studio viene fatta coincidere con il passaggio normativo, non sia in realtà così netto ma esiste un periodo di transizione, dal punto di vista della produzione industriale, in cui le due classificazioni coesistono.

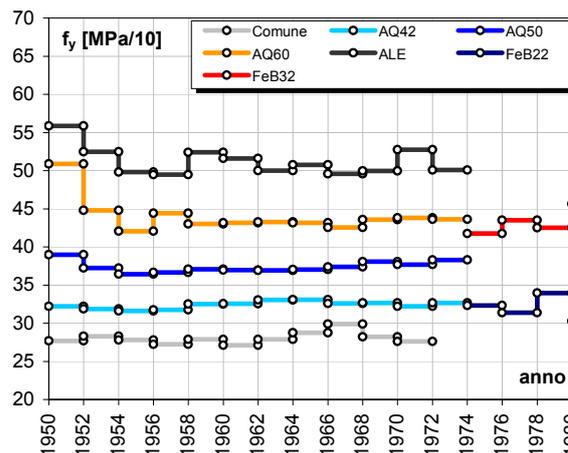


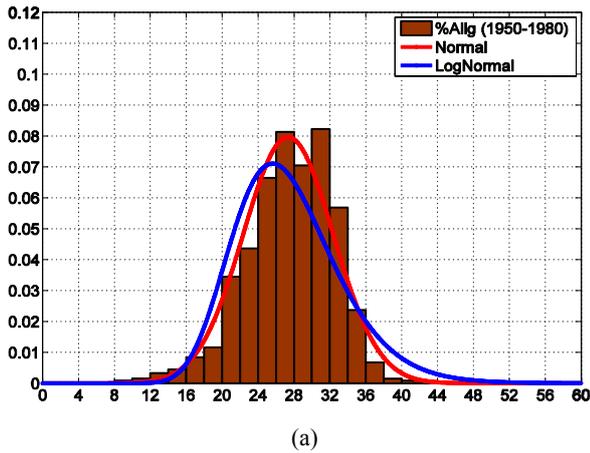
Figura 7. Andamento temporale (anno per anno) della tensione di media di snervamento per le diverse categorie di acciaio, espressa in kgf/mm^2 ossia in $\text{MPa}/10$

4.2 Indagine sulla variabilità del rapporto d'incrudimento e della percentuale di allungamento

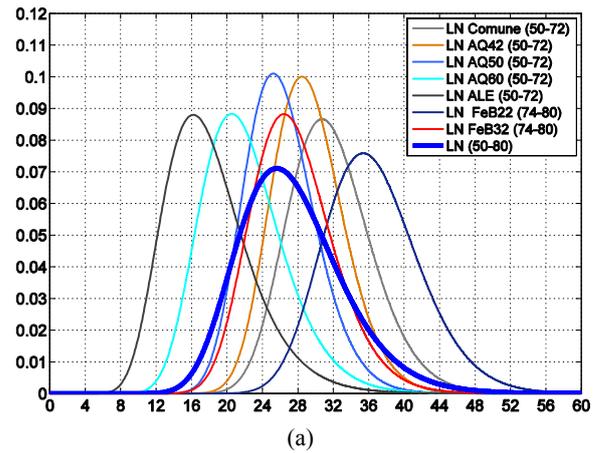
Analogamente a quanto fatto per la tensione di snervamento si analizza la funzione di densità di frequenza del rapporto d'incrudimento f_u/f_y (con $\Delta x=0.05$), e della percentuale di allungamento All_g (con $\Delta x=2$).

La Figura 8a mostra come il rapporto di incrudimento f_u/f_y compreso tra 1 e 2.5 presenti una deviazione standard molto bassa, nell'ordine di 0.1. Tale andamento è sostanzialmente ripreso sia nell'analisi indifferenziata per categoria anno per anno che nell'analisi per categoria sull'intero trentennio (Figura 9a), dove è evidente la sovrapposizione delle distribuzioni Normali e LogNormali, e come il valore medio si assesti intorno al valore 1.4-1.5. Si osservi che tale valore è fuori dal range richiesto dalle attuali normative.

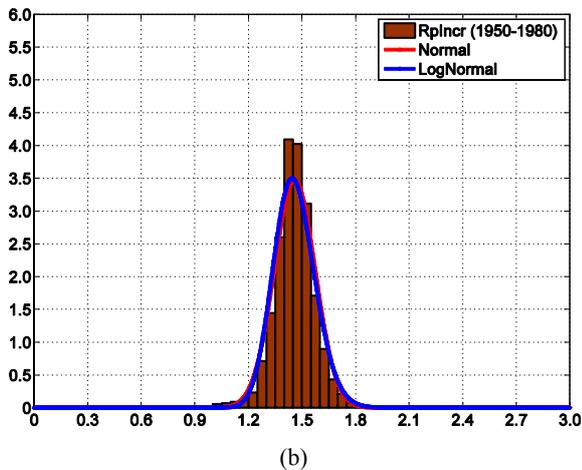
Dall'altro lato, la percentuale di allungamento (Figura 8b), invece, è caratterizzata da una deviazione standard superiore, ovvero da un'incertezza maggiore, $\sigma_{media}=5.19$, ed un valore medio poco superiore al 27%, che risulta quello tipico, ancora una volta, di un acciaio AQ50.



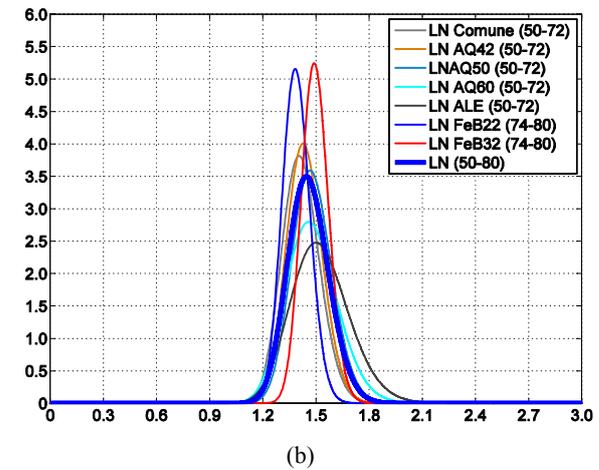
(a)



(a)



(b)



(b)

Figura 8. Diagramma di frequenza (a) dell'allungamento percentuale e (b) del rapporto di incrudimento relativo alla globalità del database degli acciai lisci sull'intero trentennio 1950-1980

Figura 9. Distribuzioni LogNormali (a) dell'allungamento percentuale e (b) del rapporto di incrudimento per le diverse categorie di acciaio

Anche in questo caso, quindi, può essere interessante osservare cosa accade eseguendo un'analisi per tipologia di acciaio, la quale mostra (Figura 9b), come era da attendersi, che all'aumentare della classe di resistenza tale valore tende a diminuire; infatti le curve tendono a spostarsi verso sinistra evidenziando come all'aumentare della resistenza diminuisce la duttilità. Nota la categoria di acciaio, quindi è possibile considerare un valore di percentuale di allungamento più consono, dal momento che passando da un Comune ad un ALE si passa da una percentuale di allungamento medio del 31.71% al 17.73%.

Le categorie FeB22 ed FeB32, presentano valori di percentuali di allungamento superiori testimoniate anche da un limite normativo, relativamente a tale parametro, superiore rispetto alla Circolare n.1472 del 23/05/1957. Non è più, quindi, possibile leggere la sovrapposizione con le categorie di acciaio relative al periodo 1950 -1972, in quanto gli acciai FeB22 ed FeB32 mostrano non solo una percentuale di allungamento superiore rispetto alle rispettive categorie che vanno a sostituire ma anche una deviazione standard minore.

Ciò sta ad indicare che sebbene in termini di resistenza di snervamento non si registrano sostanziali cambiamenti, queste tipologie si presentano molto più duttili. Tale aspetto è da imputarsi non solo ad un miglioramento fisico-chimico della produzione di acciaio, ma anche ad una maggiore coscienza normativa.

L'analisi più approfondita per categoria ed anno (Figura 10) evidenzia come in realtà il rapporto di incrudimento f_u/f_y medio presenti un andamento non costante nel tempo in maniera più marcata per le categorie "fuori norma" (COM, ALE), mentre in termini di percentuale di allungamento l'andamento appare più costante (Figura 11)

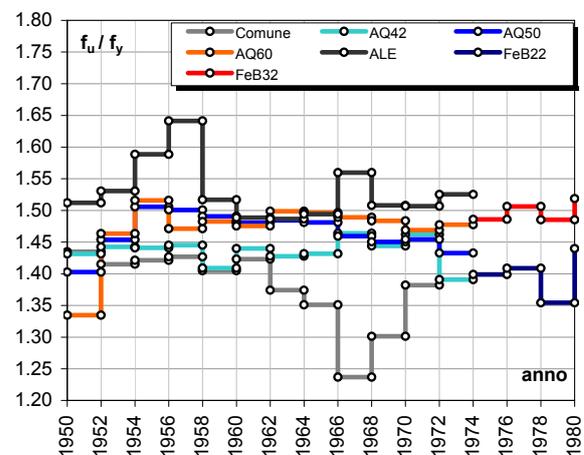


Figura 10. Andamento temporale (anno per anno) del rapporto di incrudimento per le diverse categorie di acciaio

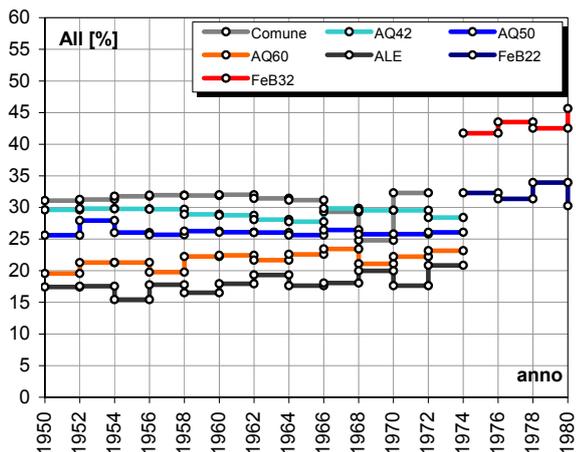


Figura 11. Andamento temporale (anno per anno) dell'allungamento percentuale per le diverse categorie di acciaio

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono presentati e discussi i risultati preliminari di una analisi statistica effettuata su un esteso database relativo alle principali caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato impiegati tra il 1950 e il 1980, desunto dallo studio di migliaia di certificati di prova emessi dal laboratorio Prove del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni (attuale DIST) della Facoltà di Ingegneria di Napoli.

Un primo risultato evidenzia un graduale decremento dell'utilizzo degli acciai lisci a favore delle attuali barre nervate. Infatti, se gli anni '50 e '60 fanno registrare un predominante utilizzo delle barre lisce, con percentuali del 98% e dell'80% rispettivamente, gli anni '70 sono caratterizzati da una controtendenza con un utilizzo delle barre nervate che mediamente fa registrare una percentuale di quasi il 60%.

Ciononostante si può in generale affermare che il trentennio in esame risulta caratterizzato dalla presenza di acciai lisci. La classificazione degli acciai è definita tra il 1950 e il 1974 dai cosiddetti acciai di qualità (ossia gli AQ) successivamente sostituiti, negli anni '70, dagli acciai FeB22K e FeB32K.

Tuttavia, la consuetudine consolidatasi nel tempo di utilizzare acciai non sempre rispettosi dei limiti normativi, riconducibile molto probabilmente alla necessità di dover ricostruire il nostro Paese negli anni del dopoguerra, conduce a considerare due ulteriori tipologie di acciai che sono stati definiti come acciaio *Comune* e acciaio ad alto limite elastico *ALE*.

L'acciaio AQ42 è senza dubbio la categoria più utilizzata negli anni '50 con una progressiva diminuzione a favore di acciai definiti da una maggiore resistenza (sia a rottura che a snervamento) quale l'acciaio AQ50 che, infatti, risulta predominare la seconda metà degli anni '60 e i primi anni '70. Gli acciai FeB22K e FeB32K sostituiscono definitivamente gli acciai di qualità; in particolare, essi evidenziano, mediamente, una tensione di snervamento rispettivamente simile agli acciai AQ42 e QA60.

Gli acciai lisci sono, in generale, caratterizzati da una elevata duttilità; infatti, in media, la percentuale di allungamento è pari a circa il 25%. Analogamente, il rapporto di incrudimento si attese su valori di circa 1.40-1.50 di gran lunga maggiori rispetto al range richiesto dalle attuali normative sismiche.

Per ciascuna delle tre caratteristiche meccaniche considerate sono state valutate le densità di frequenza

empiriche e le stime delle funzioni di densità di probabilità Normale e LogNormale. In particolare, in tal senso, sono state effettuate due diverse ipotesi: (i) stato di conoscenza quasi-nullo, ovvero nell'ipotesi di disporre la sola informazione di tipologia di acciaio, nello specifico di acciaio liscio; (ii) stato di conoscenza superiore, ovvero nell'ipotesi di disporre anche la categoria di acciaio utilizzata.

I risultati ottenuti dall'analisi statistica possono senza dubbio fornire un utile supporto alla fase di definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, che assume un ruolo centrale nel processo di conoscenza, essenziale per la valutazione della capacità sismica del costruito esistente in cemento armato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R.D.L. 16 NOVEMBRE 1939 N°2228-2232 (Suppl. Ord. alla Gazz. Uff. del 18 aprile 1940 n°92) Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.
- [2] CIRCOLARE 23 MAGGIO 1957 N°1472, Armature delle strutture in cemento armato.
- [3] CIRCOLARE 25 SETTEMBRE 1948 N°2083, L'acciaio da impiegare nei cementi armati.
- [4] CIRCOLARE 8 GIUGNO 1953 N°1082, Acciaio per conglomerati cementizi armati.
- [5] CIRCOLARE 20 MAGGIO 1954 N°1433, Osservanza delle norme per le costruzioni in cemento armato.
- [6] CIRCOLARE DEL MINISTERO DEI LL.PP. 22/1171946 N.1735, Impiego d'acciaio ad alto limite elastico.
- [7] DECRETO MINISTERIALE 30/5/1972, Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- [8] DECRETO MINISTERIALE 30/5/1974, Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [9] VERDERAME G.M., STELLA A., COSENZA E. (2001), Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60, X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001.

LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA NEL RECUPERO E RINFORZO DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Massimo Viviani

SE.I.CO. srl – Lucca (I)

SOMMARIO

Le strutture esistenti sono spesso oggetto di interventi di manutenzione straordinaria o di adeguamento funzionale per nuove azioni definite da aggiornamenti normativi o da mutate condizioni d'uso. In questo quadro le strutture in c.a. e c.a.p. rappresentano sicuramente una larga parte delle opere d'interesse. La precompressione esterna consente di modificare ad arte lo stato di sollecitazione di una struttura e per il c.a. di migliorare sensibilmente il suo comportamento, grazie alla possibilità di rendere le sezioni interamente reagenti. L'articolo tratta alcuni casi di applicazione della precompressione esterna a strutture esistenti con buoni risultati in termini di economicità dell'intervento e di miglioramento funzionale.

SUMMARY

The existing structures often need works to improve the safety due to new code or different use and action as well. The concrete structures, with or without prestressing, represent the main part of the existing structures. The external prestress, as showed in this paper, has been used to improve the safety and resistance of three different structures. The examples have showed good results as increase of safety and with low cost of works.

1. INTRODUZIONE

Il recupero e l'adeguamento funzionale delle strutture esistenti rappresenta un tema di stringente attualità. L'introduzione delle nuove norme tecniche e l'età dei manufatti impone il ricorso ad opere di manutenzione straordinaria con la necessità di adeguamento funzionale e normativo delle strutture. Parimenti, eventi sismici o comunque azioni eccezionali (incendio, urto, cedimenti ecc.) richiedono nella quasi totalità dei casi, interventi di rinforzo e di recupero strutturale. La tecnologia degli adeguamenti strutturali rappresenta quindi un campo in forte sviluppo sia dal punto di vista della ricerca sia delle applicazioni pratiche.

Il ventaglio delle possibilità di adeguamento e rinforzo delle strutture in c.a. e c.a.p. è sicuramente ampio e riconducibile, in estrema sintesi alle seguenti:

- modifica dello schema statico;
- modifica delle sezioni resistenti;
- inserimento di azioni stabilizzanti.

Al primo tipo appartengono tutti gli interventi che modificano lo schema strutturale in modo da aumentare la resistenza complessiva o da ridurre l'effetto delle azioni sul sistema. E' questo il caso della realizzazione di pareti controventanti verso le azioni orizzontali o dell'inserimento di isolatori alle fondazioni. Questa tecnologia rappresenta sicuramente aspetti positivi riassumibili, in estrema sintesi, nella possibilità di rimodellare la struttura esistente secondo schemi resistenti di facile comprensione e schematizzazione, con il conseguente miglioramento dell'affidabilità del rinforzo. Per contro, l'intervento sullo schema statico rappresenta molto spesso un impegno economico non trascurabile e talvolta non compatibile con i costi di demolizione e ricostruzione del manufatto.

La modifica delle sezioni resistenti rappresenta sicuramente la tecnica più diffusa. Le sezioni in calcestruzzo possono essere ricostruite o modificate con malte da ripristino

strutturale di assoluto affidamento nei confronti della resistenza e della durabilità. L'armatura metallica viene correntemente sostituita o aumentata sia con l'inserimento diretto nella membratura sia con applicazione superficiale di strisce metalliche. A questa ultima possibilità si è sostituita molto spesso la pratica di rinforzo con materiali compositi il cui utilizzo non presenta particolari difficoltà realizzative o di calcolo potendosi inquadrare in metodi già collaudati [1] e con materiali di produzione corrente che però, per la quasi totalità dei casi, sono ancora privi della documentazione necessaria per l'utilizzo secondo le nuove disposizioni normative (cfr. p.to 11.1 [2]).

Il rinforzo delle sezioni resistenti rappresenta nella pratica corrente un'utile alternativa al rinforzo delle strutture anche se trova alcune limitazioni nella difficoltà di rinforzo nei nodi.

La precompressione esterna rappresenta una tecnologia di rinforzo di sicuro interesse. L'inserimento di azioni calibrate nella struttura consente di ridurre sensibilmente le sollecitazioni di verifica della sicurezza e di sfruttare al pieno le caratteristiche portanti del calcestruzzo compresso. Quest'ultima condizione è di notevole utilità specialmente nelle zone a forte sollecitazione tagliante con sezioni che acquistano una notevole resistenza a taglio grazie alla componente normale dello sforzo di precompressione. La presollecitazione esterna rappresenta sicuramente una tecnica di rinforzo estremamente vantaggiosa, con numerosi aspetti positivi sia dal punto di vista tecnico che economico ed ha trovato numerose applicazioni già da qualche anno [3]. Dal punto di vista tecnologico l'inserimento di cavi di precompressione non presenta particolari problemi esecutivi fatta eccezione per le testate di ancoraggio che talvolta possono presentare qualche difficoltà di posizionamento.

La presente memoria illustra tre casi di rinforzo e adeguamento di strutture in c.a. e c.a.p. esistenti utilizzando la precompressione esterna.

2. INTERVENTI DI RINFORZO

2.1 Il ponte in v.le Cairoli a Treviso

Il ponte di viale Cairoli sul canale Botteniga a Treviso rappresenta un'opera in c.a. normale degna di nota sia per la tipologia strutturale sia per il periodo di costruzione. La sua posizione viaria risulta d'importanza strategica per il traffico di accesso al centro storico, organizzato su una circoscrizione anulare a senso unico. La costruzione risale al 1908 ad opera della Società G.A. Porcheddu di Torino secondo il brevetto di F. Hennebique [4] e costituito per l'epoca un'opera importante sia per lo schema strutturale, a travata anziché ad arco, sia per la continuità strutturale delle travi d'impalcato. Il ponte è caratterizzato da una sezione trasversale di tipo aperto organizzata con sei nervature di 30 cm di spessore e 75 cm di altezza. La soletta superiore di spessore di soli 16 cm completa la sezione dell'impalcato che longitudinalmente si presenta come una trave continua su tre appoggi con traversi irrigidenti alle estremità e ai terzi di ciascuna campata. La larghezza dell'impalcato è pari a circa 9,00 metri, con una piccola obliquità sul corso d'acqua (circa 9 gradi) e la lunghezza delle due luci è pari a circa 12,00 metri ciascuna, per un totale 24,50 metri. Per la particolare importanza dell'attraversamento, nel marzo 2008 la struttura è stata oggetto di uno studio di analisi preliminare volto a identificare le caratteristiche dei materiali e lo stato di conservazione. I risultati sono stati confortanti, con acciaio classificabile come FeB22k, con tensioni di riferimento pari a 355 MPa per la rottura e 215 MPa per lo snervamento. Il calcestruzzo è stato oggetto di prove sclerometriche e prove di rottura su provini cilindrici estratti dalla struttura. Dall'esame dei risultati è stato possibile definire una resistenza media di circa 40MPa. Lo stato di conservazione era buono, con assenza di cedimenti strutturali dell'impalcato per lesioni o distacchi del calcestruzzo. Per quanto è stato possibile rilevare le armature presenti, diffuse e ben disposte, erano comunque largamente insufficienti a sostenere le azioni previste dalle norme attuali sia per i carichi stradali da traffico sia per le azioni sismiche. Con questo quadro di riferimento è stata scartata la soluzione del completo rifacimento dell'attraversamento con una nuova struttura, privilegiando la direttrice di studio verso il restauro e il consolidamento dell'esistente con adeguamento alle nuove prescrizioni normative. Lo sfruttamento della struttura attuale ha presentato una serie di vantaggi riassumibili, in sintesi, da lavori con modeste interferenze con il traffico e con costi ridotti. La soletta esistente è stata interamente rinforzata con rimozione dello strato di calcestruzzo per mezzo di idrodemolizione e successiva ricostruzione della soletta superiore dello spessore di 15 cm armata in misura sufficiente a sostenere le azioni locali previste dalle norme. Le sei nervature sono state rinforzate con una staffatura diffusa in modo da garantire la necessaria resistenza al taglio. La struttura principale in trave continua è stata completata da una precompressione esterna in trefoli inguainati in tubazioni di polietilene successivamente iniettato con malta cementizia secondo la normale tecnologia delle strutture precomprese. Durante i lavori sono state eseguite delle ulteriori prove di qualifica dei materiali ed è stata operata una nuova verifica di sicurezza sulla base dell'effettiva condizione di rinforzo. La precompressione è stata ottenuta per mezzo di 12 cavi da 7 trefoli ciascuno pretesi a 150 kN per un totale di 12600 kN. Il

tracciato del cavo risultante rettilineo orizzontale è pressoché baricentrico, in modo da evitare il ricorso a traversi di deviazione. Le due testate sono state disposte alle estremità, esternamente all'impalcato originario, in modo da semplificare l'inserimento della precompressione nella struttura ed evitare azioni locali elevate sul calcestruzzo esistente. Le verifiche sono state condotte nel rispetto della nuova normativa basata sugli stati limite ultimi e di servizio riferiti alle azioni da traffico conformi alla prima categoria. Il costo dell'intervento, comprensivo delle opere di finitura è risultato pari a circa 1500,00 Euro per metro quadro ed è stato eseguito in circa tre mesi senza mai ricorrere ad alcuna interruzione della strada fatta eccezione per le operazioni di tesatura svolte durante le ore notturne.



Figura 1 – Scorcio prospettico finale

I dati caratteristici dell'intervento sono i seguenti.

- Committente: Amministrazione Comunale di Treviso
- Progettista: Ing. Massimo Viviani, Lucca
- Dir.re dei Lavori: Ing. Daniele Mirolo, Comune di Treviso.
- Impresa esecutrice: F.lli Paccagnan Spa (TV).

2.2 Il ponte della Tambura

Il ponte della Tambura è stato costruito negli anni 1954-1955 su progetto del Prof. Riccardo Morandi. Notizie dell'opera si ritrovano su riviste specializzate e su numerose biografie del grande ingegnere [5].



Figura 2 – Vista della campata ceduta

La struttura riveste notevole interesse per la tipologia costruttiva in calcestruzzo precompresso di completa avanguardia nei primi anni cinquanta del '900. Il ponte è costituito da una serie di tre impalcati semplicemente appoggiati con luce di 30,00 metri circa per uno sviluppo complessivo di circa 100,00 metri. La sezione trasversale è costituita da tre travi a cassone rettangolare unite da una soletta di spessore ridotto, 13 cm, e da traversi ad interasse di circa 4,50 metri. Le travi sono state prefabbricate in conci a piè d'opera e unite successivamente attraverso i cavi di precompressione costituiti da 18 fili da 5 mm di diametro. I dati caratteristici del ponte, desumibili dalle pubblicazioni fatte dallo stesso Ing. R. Morandi sono riassunte, in estrema sintesi come segue. L'impalcato della larghezza di circa 6,20 metri è lungo circa 100 metri con sezione trasversale di altezza pari a 1,45 metri organizzata con tre cassoni con spessore delle anime di 16 cm e soletta superiore di 13 cm. L'armatura di precompressione in cavi da 18 fili di 5 mm di diametro è stata pretesa con la tensione iniziale di 115 kg/mm^2 e, a cadute ultimate, ridotta a 90 kg/mm^2 . Il sistema di precompressione del tipo brevettato dallo stesso Morandi prevede lo sforzo di ciascun cavo in esercizio di 32400 kg. La costruzione è stata eseguita dall'impresa F.lli Giovannetti (Roma) per conto della Soc. SELT – Valdarno (FI) nell'ambito della costruzione della diga di Vagli a Lucca. Le verifiche sono state eseguite sulla scorta della normativa vigente all'epoca e caratterizzata da carichi molto inferiori rispetto agli attuali. In estrema sintesi le azioni applicate per la progettazione del ponte sono riassumibili da una doppia fila di carichi di tipo civile da 12 ton (autocarro) e da un carico isolato da 18 ton (rullo compressore) con impronte di carico massimo pari a 6 ton delle dimensioni di 50x10 cm. Il confronto con le disposizioni normative attuali evidenzia una forte differenza in termini di carichi globali e locali, con particolare evidenza per quest'ultimi. Dal punto di vista tecnologico la costruzione in conci prefabbricati e integralmente precompressi presenta il difetto di una scarsa capacità a sopportare carichi accidentali. L'impegno delle strutture di questo tipo con carichi superiori a quelli di progetto provoca l'apertura di fessure localizzate sui giunti che, per la loro ampiezza, danno inizio ad un progressivo danneggiamento dell'armatura per semplice corrosione. Nel caso in esame il fenomeno è maggiormente sentito a causa del ridotto diametro dei fili (5mm) e della elevata tensione di lavoro. La struttura così progettata non presenta caratteristiche di buona durabilità se soggetta a carichi prossimi o leggermente superiori a quelli di progetto e, con processi corrosivi in atto, può perdere anche repentinamente la sua capacità portante. Ne è riprova il crollo avvenuto in Sicilia a danno del ponte di Santo Stefano nella notte del 23 marzo 1999 senza alcun segno premonitore e senza che il ponte fosse stato in alcun modo sovraccaricato [6]. Il ponte della Tambura nel mese di luglio del 2009 presentò nella campata di monte un cedimento improvviso di circa 10 cm in mezzeria, con un quadro fessurativo esteso e con lesioni di ampiezza rilevante. L'attraversamento del fosso Tambura rappresenta il collegamento stabile delle due sponde e garantisce il raggiungimento dell'abitato di Vagli, al centro del lago artificiale della Diga omonima.

Vista l'importanza del ponte e la necessità di intervenire nel rinforzo senza alcun ritardo, l'Amministrazione Provinciale di Lucca iniziò lo studio del recupero della struttura con l'analisi dei materiali e della condizione di

sicurezza degli impalcati. Le testate di ancoraggio presentavano segni di degrado evidente ed alcuni cavi erano interamente corrosi. Il calcestruzzo è risultato di buona qualità e tale da consentire il recupero. Il progetto di rinforzo del ponte è stato finalizzato al ripristino della funzionalità della struttura con carichi ridotti rispetto alla normativa, ma comunque accettabili per il traffico atteso. La soluzione di precomprimere ciascuna campata con trefoli disposti al lembo inferiore ha consentito di calibrare la pretensione sulle diverse campate in relazione al diverso stato di degrado della struttura. Il tracciato dei cavi è stato deviato nella campata più degradata e mantenuto rettilineo nelle due campate in buono stato di conservazione. Il tiro è stato valutato in modo da contenere le massime tensioni nel calcestruzzo all'interno del campo previsto dalle normative per la precompressione di tipo integrale.



Figura 3 – Cavi di precompressione zincati

L'armatura è costituita da una batteria di 60 trefoli da 0,6" zincati pretesi a 125 kN ciascuno, per un totale di 7500 kN. Lo sforzo di compressione è stato trasferito all'impalcato tramite due testate disposte alle estremità dell'attraversamento; le testate intermedie sono state sostituite da un collegamento articolato a cerniera in modo da realizzare la continuità dello sforzo senza alterare lo schema statico di trave semplicemente appoggiata.



Figura 4 – Dettaglio delle testate intermedie

Al termine del rinforzo la struttura è stata verificata e collaudata per i carichi richiesti dall'Amministrazione. La campata ceduta è stata ulteriormente migliorata con l'utilizzo di rinforzi in fibra incollati al lembo inferiore dei cassoni. La fibra utilizzata è del tipo Betontex e ha consentito di incrementare la resistenza fino a raggiungere la sicurezza per il transito di traffico conforme alla seconda categoria di normativa. L'intervento è stato realizzato in circa tre mesi con difficoltà legate principalmente alle condizioni di sicurezza da garantire alle maestranze. Il costo complessivo per la riparazione e l'adeguamento del ponte è risultato di 720 Euro per metro quadro.

I dati caratteristici dell'intervento sono i seguenti.

- Committente: Amministrazione Provinciale di Lucca
- Progettista: Ing. Massimo Viviani, Lucca
- Dir.re dei Lavori: Ing. Gabriele Cerri – Prov. LU.
- Impresa esecutrice: Guidi Gino Spa (LU).

2.3 Copertura di fabbricato industriale

La tecnologia del precompresso ha trovato un'applicazione molto estesa nelle coperture dei fabbricati industriali. Le travi a Y con precompressione a cavi aderenti rappresentano sicuramente una parte considerevole delle strutture da copertura grazie al costo ridotto e alla notevole semplicità costruttiva e di adattamento alle varie luci commerciali.



Figura 5 – Vista del trefolo Dyform di rinforzo

La richiesta di economicità che fonda il progetto di queste travi porta a soluzioni precomprese con il massimo sfruttamento dei materiali nell'ambito della precompressione integrale, con campi di tensione e percentuali d'armatura ai limiti dell'accettabilità. In questo contesto le membrature non presentano particolari esuberanze verso azioni eccezionali o anche solo verso incrementi di azioni dettate da aggiornamenti normativi.

La copertura del capannone in oggetto è costituita da travi a Y affiancate di luce pari a 17,15 metri e interasse di 2,75 metri. Con le nuove disposizioni normative l'azione della neve è incrementata di oltre il 30% rispetto ai carichi assunti nella progettazione originaria ed ha reso necessario il rinforzo di tutte le travi. La scelta del metodo di rinforzo è stata definita sulla base del confronto tra le varie possibilità e precisamente il rinforzo con fibre di carbonio e la precompressione esterna.

La sostituzione delle travi è stata subito scartata per i costi eccessivi sia della struttura vera e propria, sia degli impianti tecnici a servizio dell'attività. Il rinforzo con fibre di carbonio è stato scartato perché non è stato possibile reperire sul mercato materiali marcati CE o con il Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego (p.to C Cap.11.1 NTC 2008) [2] e per l'elevato costo di realizzazione. La soluzione con cavi di precompressione esterni si è rivelata la migliore sia per la facilità di esecuzione che per il miglioramento ottenuto. La precompressione aggiuntiva è stata realizzata con una coppia di trefoli ingrassati e inguainati del tipo 0,6" Dyform posti al lembo inferiore e capaci di riportare il campo di tensione nella sezione all'interno dei valori ammissibili anche per le maggiori azioni previste dalla nuova normativa. I trefoli sono stati collegati alla trave in punti sufficienti a evitare eccentricità parassite sotto carico anche in condizioni eccezionali o per fenomeni lenti. Il trasferimento dell'azione è stato ottenuto con piastre alle due estremità in modo da migliorare sensibilmente anche la resistenza a taglio in corrispondenza degli appoggi. Il costo dell'intervento per ciascuna trave è risultato di Euro 2000,00 circa e ha consentito il completo recupero della copertura secondo le ultime disposizioni normative.

I dati caratteristici dell'intervento sono i seguenti.

- Committente: Linda srl (LU)
- Progettista: Ing. Massimo Viviani, Lucca
- Dir.re dei Lavori: Ing. Massimo Viviani, Lucca.
- Impresa esecutrice: Bianchi Michele Costruzioni srl (LU).

3. CONCLUSIONI

L'adeguamento e il rinforzo delle strutture in c.a. e c.a.p. rappresenta sicuramente una frequente necessità per il nostro patrimonio edilizio e infrastrutturale. Tra le tecniche di miglioramento e adeguamento, la precompressione esterna rappresenta un metodo in grado di migliorare sensibilmente il comportamento delle membrature in c.a. sfruttando le risorse del calcestruzzo interamente reagente ancora presenti o una diversa distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione. Gli interventi proposti mostrano un buon risultato in termini di costi d'intervento e di miglioramento della sicurezza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Linee Guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, Consiglio Sup. LL. PP. 24.7.2009
- [2] Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. Inf. 14.1.2008
- [3] R. Bartelletti, M. Pieri, M. Viviani "Restauro ed adeguamento strutturale del cavalcavia ferroviario di viale Europa a Lucca sulla linea Lucca-Pisa-Viareggio", Atti Giornate AICAP 1993, Pisa
- [4] R. Nelva, B. Signorelli "Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique", Ed. AITEC, 1990
- [5] R. Morandi "Strutture di calcestruzzo armato e di calcestruzzo precompresso", Dedalo Editrice, 1954
- [6] AICAP – "La Corrosione nel Calcestruzzo" II Ed. 2006