

IL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO NELLA FASE DI SERVIZIO

Presidenti di sessione: dott.ing. Domenico BURATTINI
 prof.ing. Claudio CECCOLI

Relatore generale: dott.ing. Gabriele CAMOMILLA

ANALISI E OTTIMIZZAZIONE NELLE CONDIZIONI DI SERVIZIO DI SISTEMI DI TRAVI A CONCI CONNESSI CON PRECOMPRESSIONE ESTERNA

Giovanni Agostino¹, Franco Bontempi²

¹ Ingegnere Civile Strutturista, Roma, e-mail: jlyxag@tin.it

² Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza», e-mail: franco.bontempi@uniroma1.it

SOMMARIO

Negli ultimi anni la tecnica della precompressione esterna sta avendo un notevole sviluppo. Questo è dovuto al fatto che questa tecnica comporta grossi vantaggi sia dal punto di vista economico sia da quello costruttivo. Tali vantaggi sono esaltati se tale tecnica è accoppiata alla prefabbricazione degli impalcati tramite conci coniugati.

In questa sede, si propone una modellazione di strutture a conci prefabbricati assemblati tramite precompressione esterna, che vuole descrivere in modo esauriente il comportamento in servizio e un procedimento diretto per la ricerca della disposizione ottimale del tracciato dei cavi.

SUMMARY

In the last years the technique of external prestressing is getting notable development. This is owed to the fact that this technique requires big advantages both an economic point of view and from that structural. These advantages are exalted if this technique is joined to the prefabrication of planks through combined ashlar. In this context, it is proposed a modelling structures with prefabricated collected ashlar through external prestressing, that it wants to describe in a exhaustive study the behaviour in service and a direct process for the search of optimal disposition of the plan of cables.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni la tecnica della precompressione esterna, nonché quella con cavi non aderenti (unbonded), che rappresenta dal punto di vista concettuale un caso particolare della prima, sta avendo un notevole sviluppo, in modo particolare in Francia e Stati Uniti. Tale sviluppo è dovuto al fatto che questa tecnica comporta grossi vantaggi, sia dal punto di vista economico sia da quello costruttivo. Tali aspetti positivi sono esaltati ulteriormente, se tale tecnica è accoppiata alla prefabbricazione degli impalcati tramite conci coniugati. Allo stesso tempo, tale tecnica costruttiva è svantaggiosa dal punto di vista statico, perché presenta una resistenza a rottura inferiore rispetto alla tecnica di precompressione interna tradizionale. Inoltre, a tutt'oggi non si dispone di un quadro ben preciso sul comportamento di tali strutture dopo il superamento della fase di esercizio (coincidente con l'apertura dei giunti o con la nascita di fessure).

Di seguito viene impostata una modellazione semplice di strutture a conci prefabbricati assemblati tramite precompressione esterna o unbonded, che cerca di

descrivere in modo esauriente il comportamento in fase di esercizio. Tale modellazione conduce ad un algoritmo di calcolo che ha come scopo la ricerca della disposizione ottimale del tracciato dei cavi sempre in condizioni di esercizio.

2. MODELLAZIONE

La struttura viene schematizzata (Fig.1) attraverso un insieme di aste piane (a) e di nodi (b) che conservano la continuità strutturale tra loro fin quando viene superata la fase di esercizio. Le aste schematizzano i conci prefabbricati.

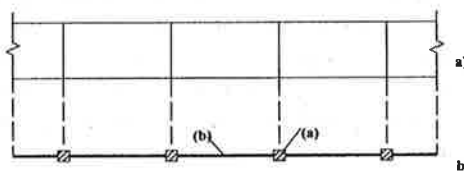


Fig.1: a) Struttura reale, b) struttura schematizzata.

Tale modellazione della struttura, ovvero l'ipotesi fondamentale di continuità strutturale tra aste, è giustificata dal fatto che lo studio viene qui affrontato solo per la fase in esercizio, in cui si impone l'assenza di trazione nei giunti, da cui consegue l'assenza di apertura dei giunti e quindi la continuità suddetta.

Per quanto riguarda i cavi da precompressione, questi vengono schematizzati come elementi dotati di sola rigidezza estensionale e vincolati solo nei nodi in cui sono presenti le testate di ancoraggio dei cavi stessi. Entrano nel modello di calcolo come forze nodali N (tiro del cavo) ed $M = N \cdot e$ (momento dovuto all'eccentricità del cavo rispetto al baricentro geometrico della struttura). Il tratto di struttura costituito dal generico concio, sarà quindi schematizzato come riportato in Fig.2.

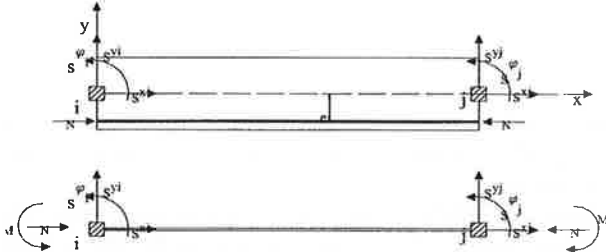


Fig.2: Schematizzazione generico concio.

Nel modello di calcolo, si trascura l'effetto arco che viene ad instaurarsi tra i cavi di precompressione e la struttura in C.A., una volta che la struttura subisce delle deformazioni, mentre si tiene conto della variazione del tiro dei cavi tra le condizioni iniziali (momento della tesatura senza i carichi agenti) e le condizioni finali (dopo la tesatura con i carichi agenti). Il tiro nel generico cavo, viene considerato costante lungo tutto il tratto di cavo che va da una testata di ancoraggio all'altra e risulterà dipendente dagli spostamenti subiti dai giunti in cui sono collocati i dispositivi di ancoraggio del cavo stesso.

Per quanto riguarda i materiali (cls, acciaio passivo, acciaio da precompressione), dovendo affrontare un'analisi lineare, si assume che il loro comportamento sia di tipo elastico lineare e si adottano i diagrammi proposti dalle normative vigenti.

3 MODELLO DI CALCOLO

Si tratta di un modello di analisi piano, impostato sul metodo degli spostamenti per la risoluzione dei telai, il quale viene implementato come insieme di fogli di calcolo. L'analisi lineare è giustificata dai risultati delle prove sperimentali, esistenti in letteratura, che mostrano un comportamento elastico lineare della struttura prima dell'apertura dei giunti (nel caso di travi a concio) o prima della fessurazione (nel caso di travi monolitiche), ossia in fase di esercizio. Il codice di calcolo può essere visto:

- sia come un metodo di verifica, nel caso in cui siano note in partenza la disposizione dei cavi nonché tutte le

caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura e si voglia accertare l'efficienza della struttura stessa;

- sia come un metodo di progetto, nel caso in cui la struttura debba essere ancora realizzata e si voglia ottenere la disposizione ottimale dei cavi.

È su questo secondo caso che, si ritiene esistano le maggiori potenzialità del codice di calcolo in esame: su tale caso verranno pertanto in seguito esposte delle applicazioni. Le procedure di calcolo sono riassunte, sinteticamente, nel diagramma di flusso riportato in Fig.3.

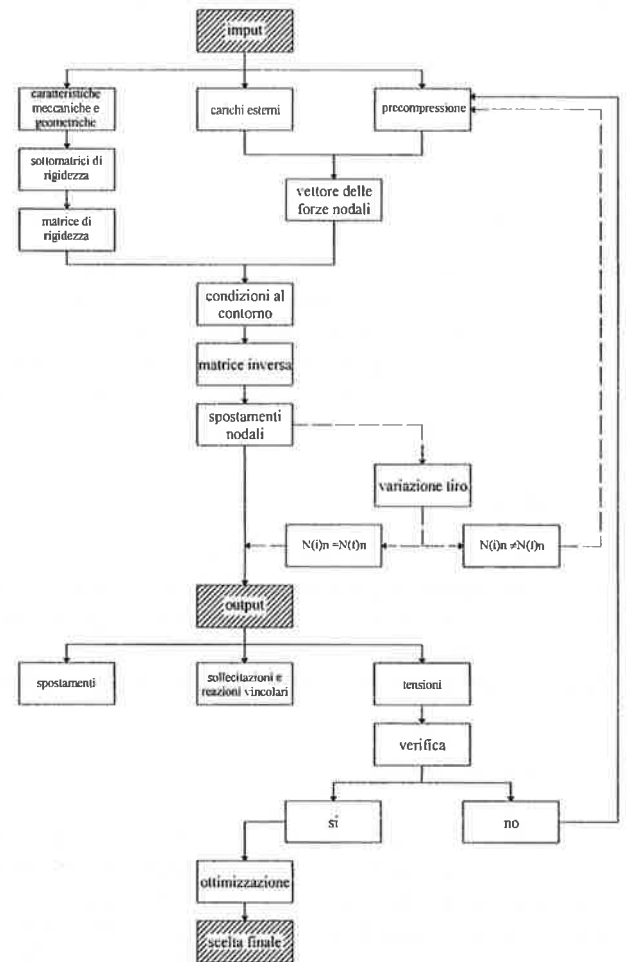
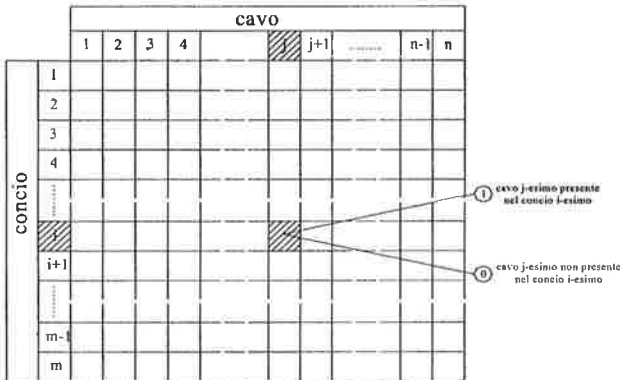


Fig.3: Diagramma di flusso.

La risposta d'insieme della struttura viene sintetizzata, oltre che con i soliti diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti, con i diagrammi delle tensioni per ciascun giunto.

Per quanto riguarda le varie disposizioni dei cavi, queste sono ottenute per mezzo di una procedura automatica che esplora in modo casuale le varie configurazioni. Ciò avviene assegnando i valori zero e uno all'interno di una tabella formata da un numero di righe pari ai concio che compongono la trave e da un numero di colonne pari al numero di cavi presenti, tranne uno, il cavo baricentrico, che è sempre presente perché necessario a tenere collegati tra loro tutti i concio della struttura. Quindi, considerando il generico elemento i - j all'interno della tabella, se in esso c'è

il valore uno questo implica che nel concio i -esimo il cavo j -esimo è presente; il valore zero vuol dire, invece, che nel concio i -esimo il cavo j -esimo è assente (Tab.1).



Tab.1: Disposizione cavi.

Tra le infinite disposizioni dei cavi che risulteranno individuate in modo casuale, tramite una funzione di "ricerca obiettivo", vengono considerate solo quelle che soddisfano tutte le limitazioni imposte (principalmente, assenza di tensioni di trazione e non superamento del valore limite delle tensioni di compressione nel cls).

Successivamente tra questo gruppo di disposizioni "possibili" dei cavi, viene scelta quella ottimale, che è quella per la quale risultano minimi i valori massimi e minimi della deformata e il numero di dispositivi di ancoraggio dei cavi, ossia il numero dei cavi.

4 APPLICAZIONI

Le applicazioni di seguito illustrate riguardano la verifica e il progetto di travi da ponte isostatiche e iperstatiche, già esistenti in letteratura, nonché il progetto di un ponte strallato ad una campata.

Per le travi isostatiche si è applicato soltanto il metodo di verifica che tende principalmente a mettere in evidenza come il carico che provoca l'apertura del primo giunto sia molto prossimo a quello ottenuto da prove sperimentali esistenti in letteratura sui casi che verranno esaminati. Questa concordanza sta a rappresentare l'affidabilità del programma di calcolo per quanto riguarda l'analisi in esercizio delle strutture. Viceversa, per questi casi non si è applicato il metodo di progetto poiché la disposizione dei cavi non può assumere differenti configurazioni se non quelle classiche.

Per quanto riguarda invece le travi iperstatiche si è applicato sia il metodo di verifica, sia il metodo di progetto che ha come scopo la ricerca della disposizione ottimale dei cavi da precompressione, in fase di esercizio.

4.1 Travi isostatiche

Il caso studiato riguarda una trave isostatica oggetto delle prove sperimentali fatte dal laboratorio C.E.B.T.P.[2], [3] e analizzata anche con un apposito programma di calcolo messo a punto da Morano e altri[1]. Si tratta di una trave su

due appoggi con luce pari a 6 m e sezione a cassone, composta da nove conci assemblati a secco con precompressione esterna, i quali hanno tutti una stessa lunghezza pari a 75 cm; i giunti sono equidistanti tra loro e numerati in Fig.4.

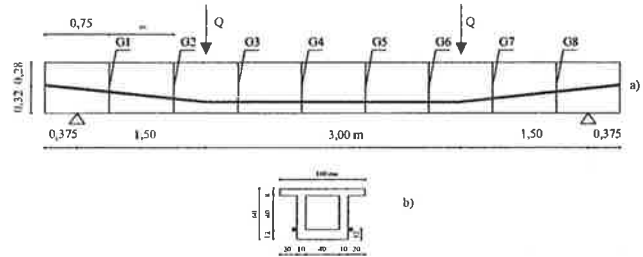


Fig.4: a) Schema della trave analizzata, b) sezione trasversale del concio.

I cavi di precompressione esterna sono ancorati alle due estremità della trave in corrispondenza del baricentro della sezione e vengono deviati in campata per mezzo di deviatori posti a distanza di 1,5 m dagli appoggi; nei punti di deviazione il baricentro del cavo dista 12 cm dal lembo inferiore della sezione. La trave è soggetta a un sistema di carico simmetrico costituito, oltre che dal peso proprio $p = 5,8 \text{ KN/m}$, da due carichi concentrati Q applicati a 1,5 m dagli appoggi, proprio in corrispondenza dei punti di deviazione del cavo esterno.

I materiali di cui la trave è costituita hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Calcestruzzo** (valori medi misurati sui provini):
 $f_c = 36,9 \text{ N/mm}^2$, resistenza a compressione;
 $f_t = 3,87 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione per flessione;
 $E_i = 36900 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico tangente all'origine;
- **Acciaio da precompressione** (valori medi dichiarati dal fornitore):
 $A_p = 1116 \text{ mm}^2$, sezione complessiva dei cavi (2x6T13);
 $f_{p(0,1)} = 1780 \text{ N/mm}^2$, tensione con deformazione residua di 0,1%;
 $f_{pt} = 1965 \text{ N/mm}^2$, tensione di rottura;
 $E_p = 200800 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico;
 $e_{pr} > 4,7\%$, allungamento a rottura.

Le caratteristiche geometriche della sezione del generico concio sono riportate di seguito (Tab.2 e Fig.5).

A	y_{inf}	y_{sup}	I
(m^2)	(m)	(m)	(m^4)
0,232	0,32	0,28	0,01067

Tab.2: Caratteristiche geometriche.

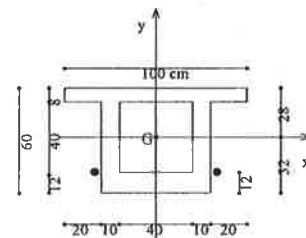


Fig.5: Sezione trasversale.

La trave è stata schematizzata come un insieme di nodi e aste, mentre l'azione dei cavi è stata trattata come un

sistema di forze equivalenti agenti sulla struttura e applicati in corrispondenza degli ancoraggi e dei deviatori (Fig.6).

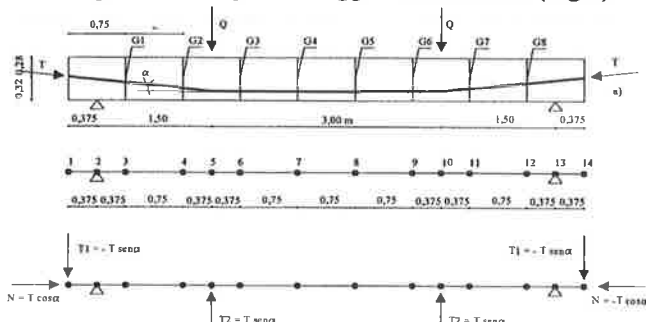


Fig.6: a) Schema reale della trave analizzata, b) schematizzazione trave, c) sistema di forze equivalenti alla precompressione esterna.

La configurazione iniziale di riferimento è quella della trave soggetta al peso proprio p e all'azione della precompressione esterna, pari al tiro iniziale $T = 1648$ KN. Le configurazioni successive sono invece quelle ottenute dalla somma della configurazione iniziale con i due carichi Q via, via crescenti, come in seguito indicato. Il comportamento globale viene descritto tramite la curva carico - spostamento in mezzeria (Fig. 7) ed evidenziando i valori del carico Q e della freccia f in corrispondenza di particolari comportamenti dei giunti (Tab.3). Questi risultati sono messi a confronto nella Tab.3 con i risultati pubblicati sull'articolo [1].

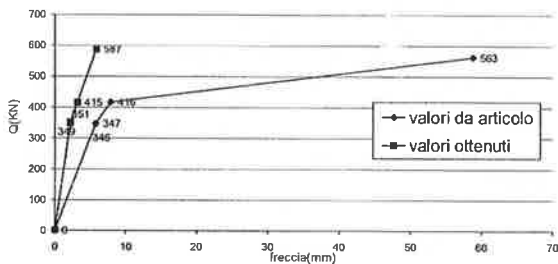


Fig.7: Curva carico - spostamento in mezzeria.

Valori ottenuti		Valori da articolo		Osservazioni	Differenza (%)
Q (KN)	Freccia (mm)	Q (KN)	Freccia (mm)		
0	0	0	0	stato iniziale di riferimento	0
349	2,20	346	5,8	apertura giunti 4(7) e 5(8)	0,87
351	2,23	347	5,8	apertura giunti 3(6) e 6(9)	1,15
415	3,22	416	7,9	apertura giunti 2(4) e 7(11)	-0,24
587	5,88	563	58,8	rottura giunti 4(7) e 5(8)	4,26

Tab.3: Confronto valori.

Da tale confronto si nota come il carico Q è pressoché coincidente per le varie fasi caratteristiche del comportamento della struttura; va notata una certa discordanza nel valore delle frecce.

4.2 Travi iperstatiche

Come detto in precedenza, per le travi iperstatiche si è applicato sia il metodo di verifica sia il metodo di progetto.

4.2.1 Verifica

Si è studiata una trave iperstatica relativa allo studio proposto in occasione del convegno organizzato dall'AFPC [4] e anche analizzata da Morano e altri [1]. Si tratta di una trave continua di 70 m su quattro appoggi con sezione a cassone, le tre campate hanno luci rispettivamente di 20 m, 30 m, 20 m. Tale trave è composta da ventiquattro conci, assemblati a secco con precompressione esterna, i quali hanno tutti una stessa lunghezza pari a 3 m. I giunti sono equidistanti tra loro e numerati in Fig.8.

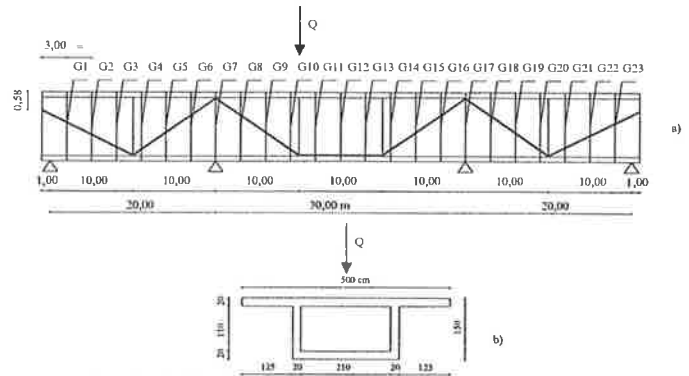


Fig.8: a) Schema della trave analizzata, b) sezione trasversale del concio.

I cavi da precompressione esterna sono ancorati alle due estremità della trave in corrispondenza del baricentro della sezione: vengono devianti sugli appoggi intermedi e in campata per mezzo di deviatori posti a distanza di 10 m uno dall'altro. Nei punti di deviazione il baricentro del cavo dista 25 cm dal lembo esterno della sezione.

La trave è soggetta a un sistema di carico costituito, oltre che dal peso proprio $p = 48,5$ KN/m, da un carico concentrato Q applicato a 10 m dal secondo appoggio, in corrispondenza di uno dei due deviatori della campata centrale. Tale carico è inoltre centrato trasversalmente in modo da non provocare azioni torsionali.

I materiali di cui la trave è costituita hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Calcestruzzo:**
 $f_c = 20,4$ N/mm², resistenza a compressione;
 $f_t = 2,45$ N/mm², resistenza a trazione per flessione;
 $E_i = 20400$ N/mm², modulo elastico tangente all'origine;
- **Acciaio da precompressione:**
 $A_p = 4500$ mm², sezione complessiva dei cavi (2x6T13);
 $f_{p(0,1)} = 1600$ N/mm², tensione con deformazione residua di 0,1%;
 $f_{pt} = 1700$ N/mm², tensione di rottura;
 $E_p = 193700$ N/mm², modulo elastico.

Le caratteristiche geometriche della sezione del generico concio sono riportate di seguito (Tab.4 e Fig.8).

La trave è stata schematizzata come un insieme di nodi e aste, riducendo il numero di nodi rappresentanti i giunti ma mantenendo quei giunti che caratterizzano il comportamento della struttura. Per quanto riguarda l'azione dei cavi, questa è stata trattata come un sistema di forze

equivalenti agenti sulla struttura e applicati in corrispondenza degli ancoraggi e dei deviatori (Fig.9).

A	y_{inf}	y_{sup}	I
(m ²)	(m)	(m)	(m ⁴)
1,94	0,92	0,58	0,63

Tab.4: Caratteristiche geometriche.

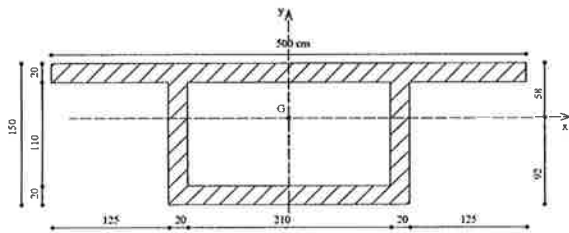


Fig.8: Sezione trasversale.

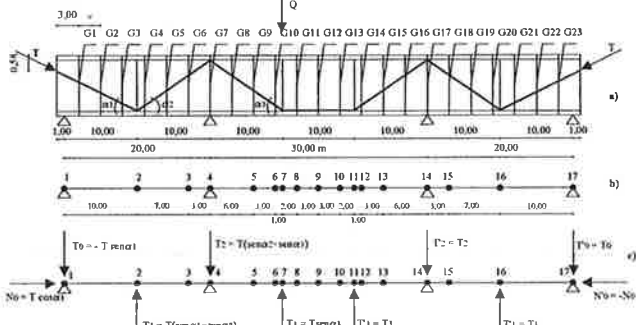


Fig.9: a) Schema reale della trave analizzata, b) schematizzazione trave, c) sistema di forze equivalenti alla precompressione esterna.

La configurazione iniziale di riferimento è quella della trave soggetta al peso proprio p e all'azione della precompressione esterna, pari al tiro iniziale $T = 6116$ KN. Le configurazioni successive sono invece quelle ottenute dalla somma della configurazione iniziale con il carico Q via, via crescente, come in seguito indicato.

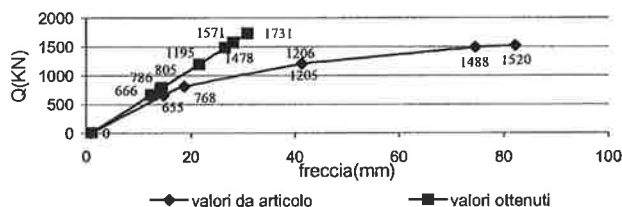


Fig.10: Curva carico - freccia.

Valori ottenuti			Valori da articolo			Differenza DQ (%)
Q (KN)	Freccia (mm)	Osservazioni	Q (KN)	Freccia (mm)	Osservazioni	
0	0,96	stato iniziale di riferimento	0	0,9	stato iniziale di riferimento	0
666	12,29	apertura giunti 10(6) e 11(8)	655	14,61	apertura giunti 10(6) e 11(8)	1,68
768	14,06	apertura giunto 12(9)	805	18,65	apertura giunto 12(9)	-4,6
786	14,38	apertura giunto 4(2)	1205	41,3	apertura giunto 6(3)	
1195	21,5	apertura giunti 21 e 22(16)	1206	41,34	apertura giunto 7(4)	
1478	26,43	apertura giunto 7(4)	1488	74,49	apertura giunti 17(14) e 18(15)	
1571	28,05	apertura giunto 6(3)	1520	82,16	rottura giunto 11(7)	
1731	30,83	rottura giunto 4(2)				

Tab.5: Confronto valori.

Il comportamento globale viene descritto tramite la curva carico - freccia (Fig.10) ed evidenziando i valori del carico Q e della freccia f in corrispondenza di particolari comportamenti dei giunti (Tab.5), per un confronto con i risultati della letteratura [1].

Da tale confronto, si nota come il carico Q che genera l'apertura del primo giunto è pressoché coincidente per i due casi, così come il valore delle frecce corrispondenti. All'aumentare del carico, i valori di Q divergono fortemente. Dal grafico di Fig.10 si nota come l'andamento della curva relativa ai valori riportati sull'articolo è non lineare una volta superato il valore di Q che genera la decompressione del giunto.

4.2.2 Progetto

a) Il primo caso studiato riguarda la stessa trave iperstatica presa in considerazione nel precedente problema di verifica. Il progetto di questa trave consiste nel modificare la disposizione dei cavi, passando da un tracciato a cavi inclinati ad uno a cavi rettilinei e orizzontali, da giunto a giunto. Le disposizioni trovate devono essere tali da evitare l'apertura dei giunti in fase di esercizio: tra queste si sceglierà poi quella che ottimizza delle specifiche condizioni riportate in seguito. I carichi agenti sulla struttura sono quindi i seguenti:

- peso proprio singolo concio g_1 :
 $g_1 = 25(\text{KN/m}^3) \times 1,94(\text{m}^2) = 48,5 \text{ KN/m}$;
- carichi permanenti g_2 :
ancoraggi $\cong 10\% g_1 = 4,85 \text{ KN/m}$
massicciata $0,5(\text{m}) \times 5(\text{m}) \times 20(\text{KN/m}^3) = 5,00 \text{ KN/m}$
balastra $2 \times 1(\text{KN/m}) = 2,00 \text{ KN/m}$
altri $= 3,00 \text{ KN/m}$
in totale risulta $g_2 = 14,85 \text{ KN/m}$;
- carichi accidentali q :
 $q = 5(\text{KN/m}^2) \times 5(\text{m}) = 25 \text{ KN/m}$.

In totale, quindi, la struttura è sottoposta ad un carico permanente totale $p = g_1 + g_2 = 63,35 \text{ KN/m}$ e ad un carico accidentale $q = 25 \text{ KN/m}$.

Le condizioni di carico da considerare nelle successive analisi sono quelle riportate nella Tab.6.

Cond di carico	Perm (p)	Precomp.	Accid (q) I° campata	Accid (q) II° campata	Accid. (q) III° campata
1	si	si	no	no	no
2	si	si	si	si	si
3	si	si	si	no	no
4	si	si	no	si	no
5	si	si	no	no	si
6	si	si	si	si	no
7	si	si	si	no	si
8	si	si	no	si	si

Tab.6: Condizioni di carico.

Per i materiali costituenti la trave si sono scelte caratteristiche meccaniche leggermente diverse da quelle riportate sull'articolo [1] e precisamente:

- Calcestruzzo:
 $f_{ck} = 32,2 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica;
 $R_{ck} \cong 40 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cubica;

$E_c = 5700 \times \text{radq}(R_{ck}) = 36050 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico;

- **Acciaio da precompressione:**

$f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica con deformazione residua di 0,1%;

$f_{ptk} = 1870 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;

$E_p = 197200 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico.

Per quanto riguarda invece le caratteristiche geometriche della sezione del generico concio, si sono mantenute inalterate quelle riportate sul già citato articolo [1], ossia (Tab.7 e Fig.11):

A	y_{inf}	y_{sup}	I
(m^2)	(m)	(m)	(m^4)
1,94	0,92	0,58	0,63

Tab.7: Caratteristiche geometriche.

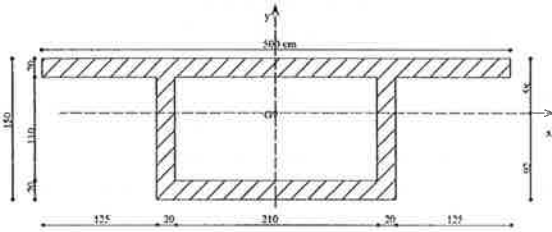


Fig.11: Sezione trasversale.

La trave è stata schematizzata come un insieme di nodi e aste, riducendo a metà il numero dei conci: i conci passano quindi da ventiquattro iniziali a tredici e la loro lunghezza rimane uguale a 3 m, per i due esterni, mentre passa da 3 m a 6 m per tutti gli altri (Fig.12).

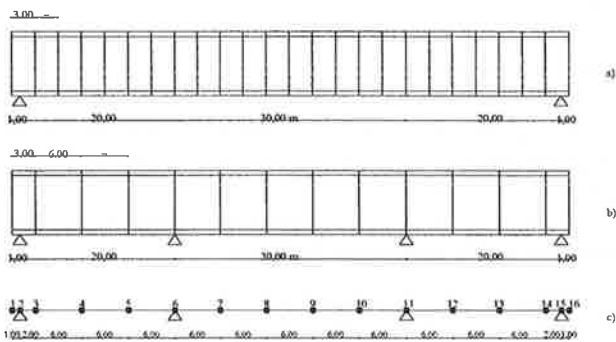


Fig.12: a) Schema reale della trave analizzata sull'articolo, b) schema della trave con riduzione dei conci, c) schematizzazione trave per il modello di calcolo.

Le limitazioni da rispettare in ciascuna parte della struttura e per qualsiasi condizione di carico sono le seguenti:

- $s_{cmin} > 0$;
- $s_{cmax} < 0,6 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pi} < 0,85 f_{p(0,1)k} = 1420 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pf} < 0,6 f_{ptk} = 1122 \text{ N/mm}^2$.

I cavi da precompressione di cui bisogna trovare la disposizione ottimale sono indicati come: cavo 1, cavo 2, cavo 3 (presente lungo tutta la struttura in modo tale da tenere uniti tutti i conci), cavo 4 e cavo 5; ciascuno di essi rappresenta un cavo risultante con una prefissata

eccentricità rispetto al baricentro geometrico G della sezione del concio. Ognuno dei cinque cavi risultanti è costituito da due cavi di 10 trefoli F15,2 mm, ciascuno, posti simmetricamente rispetto al baricentro G in modo tale da non provocare effetti torsionali (Fig.13).

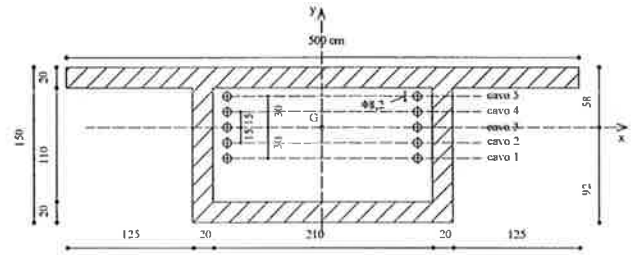


Fig.13: Posizione dei cavi da precompressione.

Dispos.	n° cavi	n° ancorag.	Cond. di carico	Freccia max (mm)	Freccia max/luce	Freccia min (mm)	s_{cmin} (N/mm^2)	s_{cmax} (N/mm^2)
1	26	52	1	-7,84	0,00026	0,33	1,8	13,94
			2	-10,91	0,00036	0,44	0,48	16,39
			3	-6,82	0,00023	0,37	0,38	14,74
			4	-12,73	0,00042	1,5	0,13	15,83
			5	-7,04	0,00023	0,61	1,49	13,7
			6	-11,71	0,00039	1,12	0,31	16,63
			7	-6,02	0,00020	0,63	0,28	14,5
			8	-11,93	0,00040	1,33	0,33	15,59
2	24	48	1	-5,64	0,00019	0,38	0,66	13,61
			2	-8,71	0,00029	0,5	0,26	16,06
			3	-4,8	0,00016	0,66	0,1	13,37
			4	-10,54	0,00035	0,76	0,18	15,5
			5	-4,84	0,00016	0,53	0,63	14,41
			6	-9,69	0,00032	0,58	0,29	15,26
			7	-3,82	0,00013	0,69	0,07	14,17
			8	-9,74	0,00032	0,42	0,35	16,3
3	30	60	1	-6,47	0,00021	0,43	1,82	2,12
			2	-9,54	0,00032	0,43	0,26	14,99
			3	-5,67	0,00019	0,6	0,77	13,33
			4	-11,37	0,00038	1,18	0,07	14,43
			5	-5,45	0,00018	0,51	1,42	12,49
			6	-10,57	0,00035	1,62	0,11	15,23
			7	-4,65	0,00015	0,62	0,67	13,1
			8	-10,34	0,00034	0,51	0,25	14,39

Tab.8: Possibili disposizioni dei cavi.

Ogni trefolo, con area nominale $A_p = 139 \text{ mm}^2$, viene tesato con una tensione di tesatura $s_{pi} = 1272 \text{ N/mm}^2$, in modo tale che, scontando le perdite per rilassamento $Ds_{roo} = 0,18 s_{pi} = 229 \text{ N/mm}^2$, la tensione di tesatura in esercizio (o finale) pari a $s_{pf} = s_{pi} - Ds_{roo} = 1043 \text{ N/mm}^2$, dia un tiro in esercizio, per ciascun cavo risultante, pari a $T = 2(10 s_{pf} \times A_p) = 2900 \text{ KN}$. Tale tiro T è quello a cui si fa riferimento nella ricerca della disposizione ottimale dei cavi. Successivamente a tale valore del tiro, come riportato in seguito, si calcolerà la variazione DT, per ciascun cavo, dovuta alla deformazione della struttura.

Dal codice di calcolo risultano tre possibili disposizioni dei cavi che soddisfano le limitazioni sopra espote, le quali sono caratterizzate dalle grandezze riportate nella Tab.8. In tale tabella, il numero di cavi si riferisce al numero di cavi totali presenti nella struttura, ciascuno formato da dieci trefoli e due ancoraggi terminali.

La disposizione ottimale è la n°2, poiché, risulta essere quella che minimizza sia il numero dei cavi da utilizzare sia la deformata massima e minima della struttura: tale disposizione è riportata di seguito sia in Tab.9 sia in forma grafica (Fig.14).

Cancio	Cavo1	Cavo2	Cavo3	Cavo4	Cavo5
C1	0	0	1	0	1
C2	1	0	1	1	0
C3	0	1	1	1	0
C4	1	0	1	1	1
C5	1	1	1	0	1
C6	1	1	1	0	1
C7	1	1	1	0	0
C8	1	1	1	0	1
C9	1	1	1	1	1
C10	0	1	1	1	1
C11	1	1	1	1	1
C12	1	1	1	0	1
C13	1	1	1	1	1

Tab.9: Tabella di disposizione dei cavi.

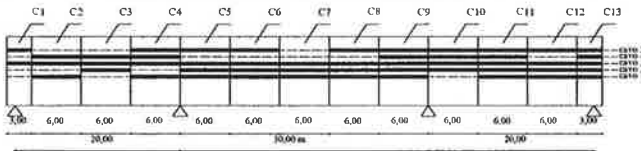


Fig.14: Disposizione ottimale dei cavi lungo la struttura.

Per la disposizione scelta si riportano di seguito (Fig.15):

- le tensioni normali in corrispondenza dei giunti per la condizione di carico 6 (anche se il programma le fornisce in automatico per tutte le condizioni di carico considerate);
- gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione lungo la struttura per ciascuna condizione di carico.

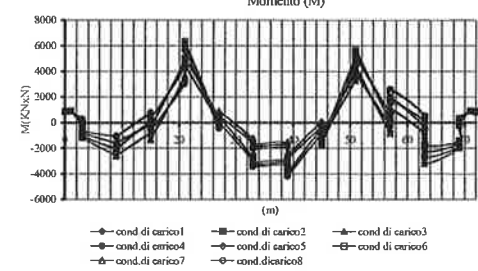
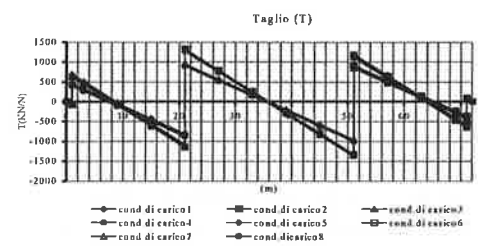
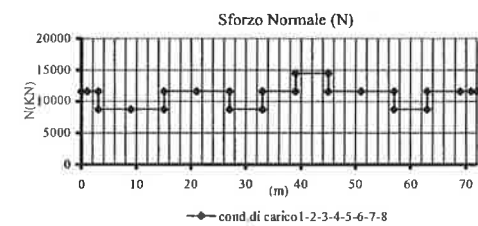
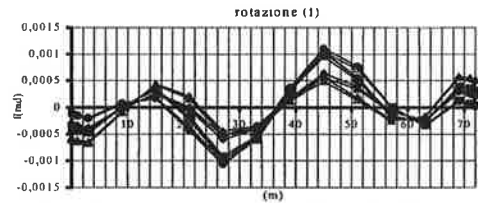
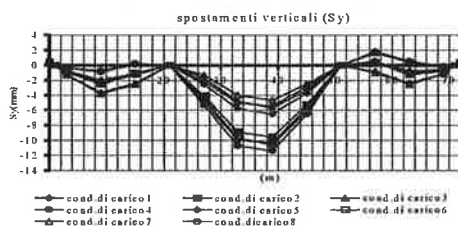
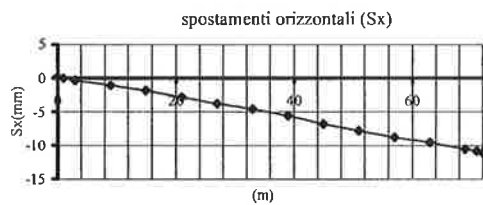
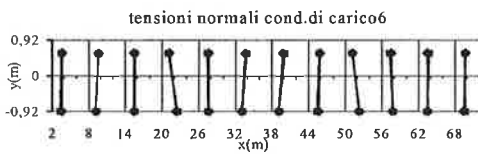


Fig.15: Tensioni normali, spostamenti e sollecitazioni.

Si riporta, infine, per la disposizione scelta e per la condizione di carico 6, la variazione del tiro DT per ciascun cavo dovuta alla deformazione della struttura (Tab.10).

Cancio	Cavo1		Cavo2		Cavo3		Cavo4		Cavo5	
	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)
C1	0	0	0	0	-85,4	-2,94	0	0	-52,93	-1,82
C2	-57,1	-1,97	0	0	-85,4	-2,94	-73,84	-2,55	0	0
C3	0	0	-62,51	-2,15	-85,4	-2,94	-73,84	-2,55	0	0
C4	-87,33	-3,01	0	0	-85,4	-2,94	-73,84	-2,55	-81,62	-2,81
C5	-87,33	-3,01	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	0	0	-81,62	-2,81
C6	-87,33	-3,01	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	0	0	-81,62	-2,81
C7	-87,33	-3,01	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	0	0	0	0
C8	-87,33	-3,01	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	0	0	-96,58	-3,33
C9	-87,33	-3,01	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	-97,81	-3,37	-96,58	-3,33
C10	0	0	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	-97,81	-3,37	-96,58	-3,33
C11	-99,16	-3,42	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	-97,81	-3,37	-96,58	-3,33
C12	-99,16	-3,42	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	0	0	-96,58	-3,33
C13	-99,16	-3,42	-91,31	-3,15	-85,4	-2,94	-110,55	-3,81	-96,58	-3,33

Tab.10: Variazione del tiro DT per cond. di carico6.

Nel considerare tutte le condizioni di carico appare che tale variazione è minima, non superando in nessun caso il 3,5%: ciò conferma che, nel caso di sistemi di travi a precompressione esterna, per avere una considerevole variazione del tiro bisogna raggiungere forti deformazioni.

b) Il secondo caso considerato riguarda la trave iperstatica analizzata con un apposito modello di calcolo messo a punto da Cadeddu e altri, e oggetto di pubblicazione su [5]. Si tratta di una trave continua di 60 m, a due campate di uguale luce, con sezione a cassone; essa è composta da venti conci prefabbricati assemblati con precompressione interna non aderente, i quali hanno tutti una stessa lunghezza pari a 3 m (Fig.16).

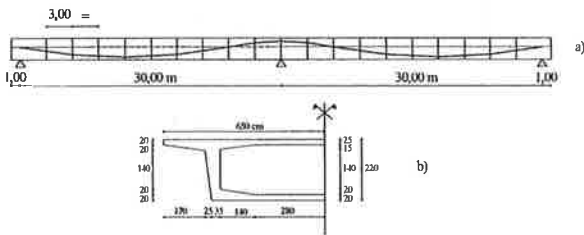


Fig.16: a) Schema della trave analizzata sull'articolo, b) sezione trasversale del concio.

I cavi da precompressione interna non aderente sono ancorati alle due estremità della trave, in corrispondenza del baricentro della sezione, ed hanno il classico andamento parabolico per contrastare i carichi. Il progetto di questa trave consiste nel modificare la disposizione dei cavi, passando da tracciato ad andamento parabolico ad uno a cavi rettilinei ed orizzontali, da giunto a giunto. Questa soluzione è quella tecnicamente ed economicamente ottimale. Le disposizioni trovate devono essere tali da evitare l'apertura dei giunti in fase di esercizio: tra queste poi si sceglierà quella che minimizza delle specifiche condizioni riportate in seguito.

La trave è soggetta a condizioni di carico diverse da quelle scelte per l'analisi a rottura riportata in [5], poiché qui viene considerata l'analisi in esercizio.

I carichi agenti sulla struttura sono quindi i seguenti:

- peso proprio singolo concio g_1 :
 $g_1 = 25(\text{KN/m}^3) \times 7,48(\text{m}^2) = 187 \text{ KN/m}$
- carichi permanenti g_2 :
 ancoraggi $\cong 10\%g_1 = 18,7 \text{ KN/m}$
 massicciata $0,5(\text{m}) \times 13(\text{m}) \times 20(\text{KN/m}^3) = 130 \text{ KN/m}$
 balaustra $2 \times 1(\text{KN/m}) = 2,00 \text{ KN/m}$
 altri $= 4,00 \text{ KN/m}$
 in totale risulta $g_2 = 154,7 \text{ KN/m}$
- carichi accidentali q :
 $q = 5(\text{KN/m}^2) \times 13(\text{m}) = 65 \text{ KN/m}$.

In totale, quindi, la struttura è sottoposta ad un carico permanente totale $p = g_1 + g_2 = 341,7 \text{ KN/m}$ e ad un carico accidentale $q = 65 \text{ KN/m}$. Le condizioni di carico da considerare nelle successive analisi sono quelle riportate nella Tab.11:

Cond. di carico	Permanente (p)	Precomprr.	Acc. (q) I° campata	Acc. (q) II° campata
1	si	si	no	no
2	si	si	si	si
3	si	si	si	no
4	si	si	no	si

Tab.11: Condizioni di carico.

Per i materiali costituenti la trave si sono scelte caratteristiche meccaniche leggermente diverse da quelle riportate in [5] e precisamente:

- Calcestruzzo:
 $f_{ck} = 39,9 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica;
 $R_{ck} \cong 48 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cubica;
 $E_c = 5700 \times \text{radq}(R_{ck}) = 39491 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico;
- Acciaio da precompressione:
 $f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica con deformazione residua di 0,1%;
 $f_{ptk} = 1870 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;
 $E_p = 197200 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico.

Per quanto riguarda invece le caratteristiche geometriche della sezione del generico concio si sono mantenute inalterate quella riportate sul già citato articolo [5], ossia (Tab.12 e Fig.17):

A	y_{inf}	y_{sup}	I
(m^2)	(m)	(m)	(m^4)
7,48	1,3	0,90	5,52

Tab.12: Caratteristiche geometriche.

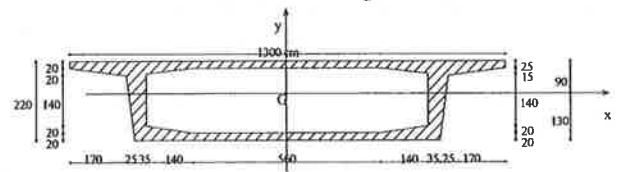


Fig.17: Sezione trasversale.

La trave è stata schematizzata riducendo a metà il numero dei conci; quindi i conci passano da venti a dieci e la loro lunghezza passa da 4m a 7 m, per i due esterni, e da 3 m a 6 m per tutti gli altri (Fig.18).

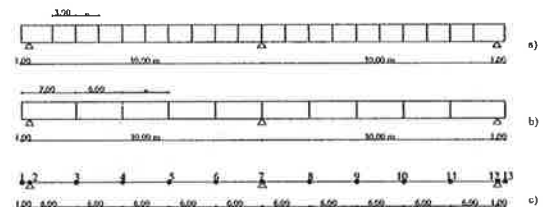


Fig.18: a) Schema della trave analizzata sull'articolo, b) schema della trave con riduzione dei conci, c) schematizzazione trave per il modello di calcolo.

Le limitazioni da rispettare in ciascuna parte della struttura e per qualsiasi condizione di carico sono le seguenti:

- $s_{cmin} > 0$;
- $s_{cmax} < 0,6 f_{ck} = 23,94 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pi} < 0,85 f_{p(0,1)k} = 1420 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pi} < 0,6 f_{ptk} = 1122 \text{ N/mm}^2$.

I cavi da precompressione di cui bisogna trovare la disposizione ottimale sono indicati come: cavo 1, cavo 2, cavo 3 (presente lungo tutta la struttura in modo tale da tenere uniti tutti i conci), cavo 4 e cavo 5; ciascuno di essi rappresenta un cavo risultante con una prefissata eccentricità rispetto al baricentro geometrico G della sezione del concio. Ognuno dei cinque cavi risultanti è costituito da sei cavi da 15 trefoli F15,2 mm, ciascuno,

posti simmetricamente rispetto al baricentro G in modo tale da non provocare effetti torsionali (Fig.19).

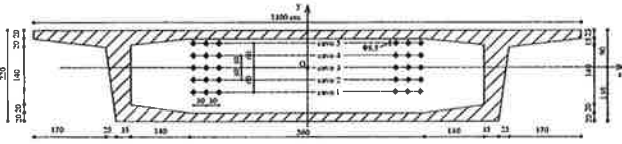


Fig.19: Posizione cavi da precompressione.

Ogni trefolo, con area nominale $A_p = 139 \text{ mm}^2$, viene tesato con una tensione di tesatura $s_{pi} = 1267 \text{ N/mm}^2$, in modo tale che, scontando le perdite per rilassamento $DS_{rov} = 0,18s_{pi} = 228 \text{ N/mm}^2$, la tensione di tesatura in esercizio (o finale) pari a $s_{pf} = s_{pi} - DS_{rov} = 1039 \text{ N/mm}^2$ dia un tiro in esercizio, per ciascun cavo risultante, pari a $T = 6(15s_{pf} \times A_p) = 13000 \text{ KN}$. Tale tiro T è quello a cui si fa riferimento nella ricerca della disposizione ottimale dei cavi; successivamente per esso, come riportato in seguito, si calcolerà la variazione ΔT , per ciascun cavo, dovuta alla deformazione della struttura. Dal programma di calcolo risultano tre possibili disposizioni dei cavi che soddisfano le limitazioni sopra espote, le quali sono caratterizzate dalle grandezze riportate nella Tab.13.

Dispos.	n° cavi	n° ancorag.	Cond. di carico	Freccia max (mm)	Freccia max/luce	Freccia min (mm)	$s_{i \text{ min}}$ (N/mm ²)	$s_{i \text{ max}}$ (N/mm ²)
1	48	96	1	-7,8	0,00026	0,1	1,33	15,03
			2	-9,13	0,00030	1,14	0,16	16,75
			3	-6,99	0,00023	0,89	0,12	15,89
			4	-9,98	0,00033	1,22	0,026	15,89
2	72	144	1	-5,38	0,00018	0,63	1,35	14,84
			2	-6,68	0,00022	0,79	0,29	16,56
			3	-6,82	0,00023	0,85	0,89	15,7
			4	-7,53	0,00025	0,88	0,05	15,7
3	42	84	1	-7,43	0,00025	0,84	1,52	17,45
			2	-8,73	0,00029	1,01	0,32	19,17
			3	-6,67	0,00022	0,76	0,92	18,31
			4	-9,57	0,00032	1,09	0,92	18,31

Tab.13: Possibili disposizioni dei cavi.

Nella tabella sopra espota il numero di cavi si riferisce al numero di cavi totali presenti nella struttura, ciascuno formato da quindici trefoli e due ancoraggi terminali. La disposizione dei cavi scelta è quella che minimizza la freccia massima e minima nonché il numero dei cavi. In tal caso, poiché, nessuna delle tre soluzioni minimizza contemporaneamente le tre funzioni obiettivo sopra citate. Si sceglie comunque la disposizione n°3, che ha il minor numero di cavi e conseguentemente è economicamente la più vantaggiosa: tale disposizione è riportata di seguito sia in Tab.14 sia in forma grafica (Fig.20).

Concio	Cavo1	Cavo2	Cavo3	Cavo4	Cavo5
C1	1	1	1	0	0
C2	1	1	1	0	1
C3	1	1	1	0	1
C4	1	1	1	1	0
C5	1	1	1	1	1
C6	1	0	1	1	1
C7	1	0	1	1	1
C8	1	1	1	1	1
C9	1	1	1	1	1
C10	1	1	1	0	1

Tab.14: Tabella di disposizione dei cavi.

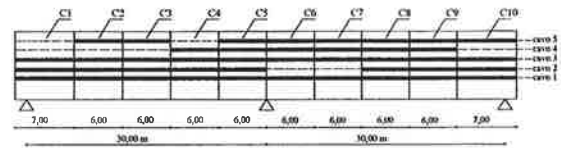
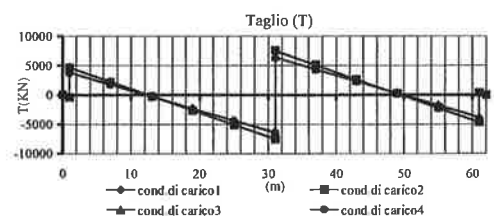
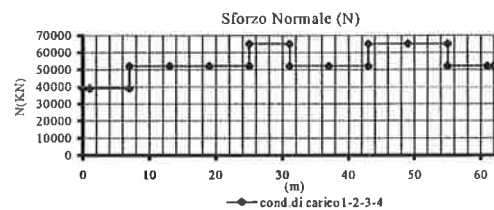
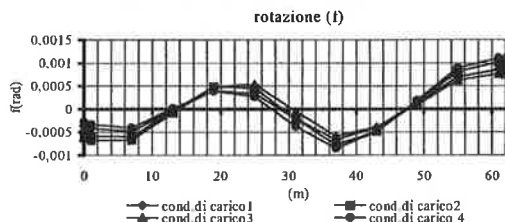
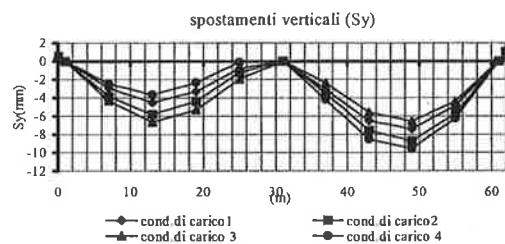
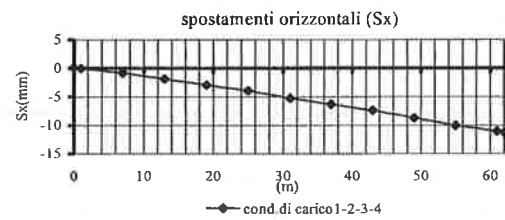
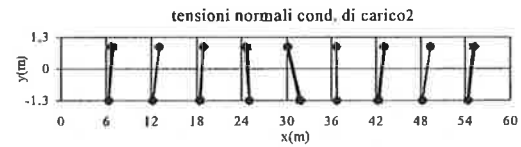


Fig.20: Disposizione ottimale dei cavi lungo la struttura.

Per la disposizione scelta si riportano di seguito (Fig.21):

- le tensioni normali in corrispondenza dei giunti per la condizione di carico 2 (anche se il programma le fornisce in automatico per tutte le condizioni di carico considerate);
- gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione lungo la struttura per ciascuna condizione di carico.



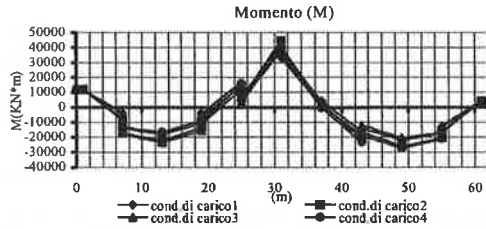


Fig.21: Tensioni normali, spostamenti e sollecitazioni.

Si riporta, infine, per la disposizione scelta e per la condizione di carico 2, la variazione del tiro DT per ciascun cavo dovuta alla deformazione della struttura (Tab.15).

conciò	cavo1		cavo2		Cavo3		cavo4		cavo5	
	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)
C1	-404,66	-3,11	-411,6	-3,17	-5,1	-0,04	0	0	0	0
C2	-404,66	-3,11	-411,6	-3,17	-5,1	-0,04	0	0	-556,77	-4,28
C3	-404,66	-3,11	-411,6	-3,17	-5,1	-0,04	0	0	-556,77	-4,28
C4	-404,66	-3,11	-411,6	-3,17	-5,1	-0,04	-482	-3,71	0	0
C5	-404,66	-3,11	-411,6	-3,17	-5,1	-0,04	-482	-3,71	-495,35	-3,81
C6	-404,66	-3,11	0	0	-5,1	-0,04	-482	-3,71	-495,35	-3,81
C7	-404,66	-3,11	0	0	-5,1	-0,04	-482	-3,71	-495,35	-3,81
C8	-404,66	-3,11	-431,37	-3,32	-5,1	-0,04	-482	-3,71	-495,35	-3,81
C9	-404,66	-3,11	-431,37	-3,32	-5,1	-0,04	-482	-3,71	-495,35	-3,81
C10	-404,66	-3,11	-431,37	-3,32	-5,1	-0,04	0	0	-495,35	-3,81

Tab.15: Variazione del tiro DT per cond. di carico2.

Nel considerare tutte le condizioni di carico, risulta che tale variazione è minima, non superando in nessun caso il 4,5%: confermando quanto già detto in proposito.

4.3 Ponte strallato

L'ultimo caso considerato riguarda un ponte strallato ad una sola campata, con luce $L=121,5m$ e con un'unica antenna collocata all'esterno dell'impalcato (Fig.22,23,24).

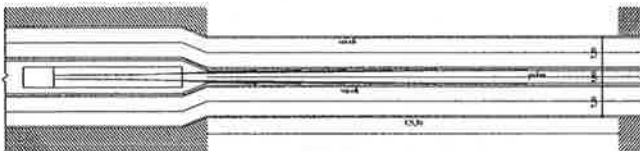


Fig.22: Planimetria generale.

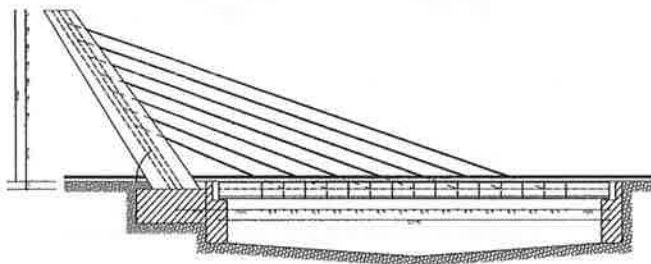


Fig.23: Profilo longitudinale.

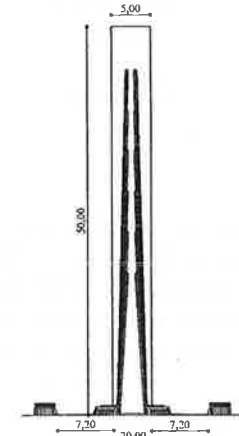


Fig.22: Profilo trasversale.

Tale opera risulta essere costituita dai seguenti elementi strutturali:

- **Trave di impalcato** a conci prefabbricati assemblati a secco con precompressione esterna; la luce complessiva di tale trave è di 121,5m mentre i conci che la costituiscono sono nove ed hanno, ciascuno, una lunghezza di 13,5m. La sezione del generico conci prefabbricato è una sezione a cassone in cemento armato con armatura minima da normativa e non passante da un conci all'altro; le sue principali caratteristiche geometriche sono riportate nella Tab.16 e nella Fig.25.

A	y_{inf}	y_{sup}	l
(m^2)	(m)	(m)	(m^4)
21,21	2,80	2,20	78,80

Tab.16: Caratteristiche geometriche.

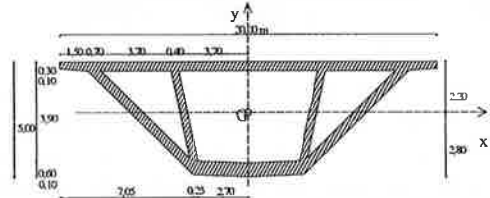


Fig.25: Sezione trasversale generico concio.

La sezione complessiva dell'intero impalcato (Fig.26) invece comprende, oltre alla sezione del concio, tutte le opere aggiuntive (carichi permanenti) realizzate in fasi successive al posizionamento dei conci.

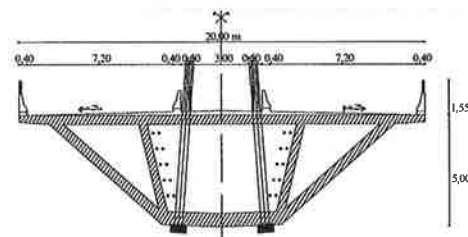


Fig.26: Sezione trasversale generico concio.

- **Antenna** in cemento armato precompresso, di altezza $H = 50m$ con un'inclinazione rispetto all'orizzontale $\alpha=55^\circ$,

collocata all'esterno dell'impalcato in posizione centrale rispetto alla dimensione trasversale di esso ed ad una distanza dalla spalla del ponte pari a 15m. La sezione dell'antenna è una sezione rettangolare cava, in cemento armato precompresso, variabile lungo l'altezza. Le dimensioni del rettangolo interno, che definiscono il foro della sezione, sono mantenute costanti e pari a 2 m x 4 m; per quanto riguarda invece le dimensioni del rettangolo esterno, il lato corto è mantenuto costante e pari a 5 m mentre il lato lungo è variabile lungo l'altezza dell'antenna ed ha valore di 15 m alla base e 9 m in cima all'antenna stessa. In Fig.27 viene riportata la sezione di base dell'antenna, mentre in Fig.28 viene riportata la sezione dell'antenna in corrispondenza del punto di ancoraggio dello strallo più esterno (strallo n°7).

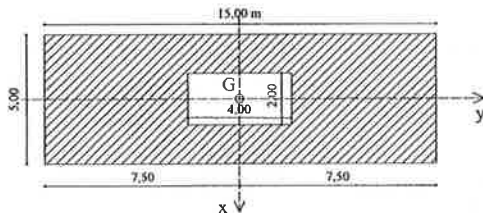


Fig.27: Sezione trasversale di base dell'antenna.

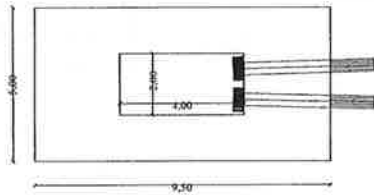


Fig.28: Sezione trasversale antenna in corrispondenza dell'ancoraggio dello strallo n°7.

- **Stralli** in acciaio, in numero pari a 7, ancorati lungo la trave di impalcato in corrispondenza della mezzeria (in senso longitudinale) di ciascun concio, esclusi quelli di estremità (concio 1 e concio 9), e lungo l'antenna ad una distanza in verticale, l'uno rispetto all'altro, di 5m, con l'ancoraggio dello strallo più esterno posto 3,5m dalla sommità dell'antenna, sempre rispetto alla direzione verticale. Ciascuno strallo è composto da due cavi con uguale numero di trefoli come riportato nella Tab.17.

n° strallo	n° trefoli 0,6" per strallo	n° trefoli 0,6" per cavo	Tiro (KN)	Inclinazione long. (°)	Inclinazione trasv. (°)	Lunghezza (m)
1	230	115	35114,98	21,78	85,67	56,87
2	126	63	19290,46	20,38	86,68	74,96
3	174	87	26611,79	19,56	87,3	92,93
4	164	82	25099,78	19,01	87,73	110,82
5	182	91	27882,47	18,63	88,04	128,67
6	140	70	21342,7	18,35	88,28	146,49
7	274	137	41882,92	18,12	88,47	164,3

Tab.17: Caratteristiche degli stralli.

Il tiro da assegnare agli stralli è stato definito in modo tale da recuperare l'abbassamento dell'impalcato dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti (p_1 , p_2). Al valore dei tiri si è arrivati applicando il "metodo delle forze" alla trave costituente l'impalcato. Per gli stralli sono stati utilizzati trefoli con le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche:

- $f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica con deformazione residua di 0,1%;
- $f_{pt} = 1870 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;
- $E_p = 197200 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico;
- $A_p = 139 \text{ mm}^2$, area nominale singolo trefolo;
- $\phi_p = 15,2 \text{ mm} = 0,6 \text{ "}$, diametro nominale singolo trefolo.

In questa sede, ci si concentra sul progetto e la verifica della trave di impalcato, la quale consiste nel trovare quelle disposizioni dei cavi da precompressione, tali da evitare che si verifichi l'apertura dei giunti in fase di esercizio; la disposizione dei cavi (rettilinei da giunto a giunto) scelta, sarà quella che ottimizza delle specifiche condizioni riportate in seguito. In conseguenza di ciò viene considerata soltanto l'analisi dei carichi riguardante la trave di impalcato, dalla quale si ottengono i seguenti valori dei carichi:

- per i **conci 1-9**
 permanenti $p_1 = 622,19 \text{ KN/m}$
 accidentali $q = 84 \text{ KN/m}$;
- per i **conci 2-3-4-5-6-7-8**
 permanenti $p_2 = (531,62 + 92) = 623,62 \text{ KN/m}$
 accidentali $q = 84 \text{ KN/m}$.

Inoltre, in corrispondenza dei nodi schematizzanti gli ancoraggi degli stralli con i conci, si applicano delle forze concentrate equivalenti al tiro assegnato agli stralli stessi.

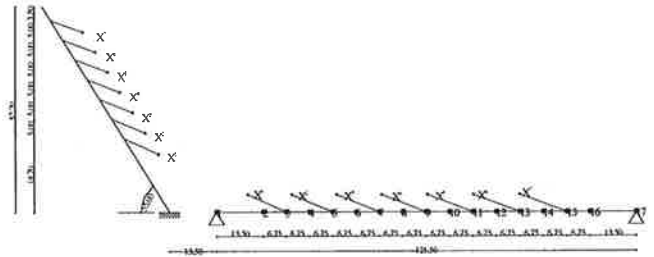


Fig.29: Schema di calcolo.

La trave di impalcato è stata schematizzata (Fig.29) come un insieme di aste, rappresentanti i conci prefabbricati, e un insieme di nodi rappresentanti, i giunti tra i conci e i punti di ancoraggio dei conci stessi con gli stralli. I vincoli esterni della trave di impalcato, costituiti dagli appoggi tra essa e le spalle del ponte, sono stati schematizzati da una cerniera e da un carrello; gli stralli invece entrano nel calcolo come forze concentrate ai nodi ed equivalenti al tiro assegnato. Le condizioni di carico da considerare nelle successive analisi sono quelle riportate nella Tab.18.

Cond. di carico	Stralli	Permanente (p_1, p_2)	Precompressione	Accidentale (q)
1	si	si	si	no
2	si	si	si	si

Tab.18: Condizioni di carico.

Per i materiali costituenti la trave si sono scelte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Calcestruzzo:**
 $f_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica;
 $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica;
 $E_c = 5700 \times \text{radq}(R_{ck}) = 38237 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico;

- **Acciaio da precompressione:**

$f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica con deformazione residua di 0,1%;

$f_{pt} = 1870 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura;

$E_p = 197200 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico.

Le limitazioni da rispettare in ciascuna parte della struttura e per qualsiasi condizione di carico sono le seguenti:

- $s_{cmin} > 0$;
- $s_{cmax} < 0,6 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pi} < 0,85 f_{p(0,1)k} = 1420 \text{ N/mm}^2$;
- $s_{pf} < 0,6 f_{plk} = 1122 \text{ N/mm}^2$.

I cavi da precompressione, di cui bisogna trovare la disposizione ottimale, sono indicati come: cavo 1, cavo 2, cavo 3 (il solo presente lungo tutta la struttura in modo tale da tenere uniti tutti i conci), cavo 4 e cavo 5; ciascuno di essi rappresenta un cavo risultante con una prefissata eccentricità rispetto al baricentro geometrico G della sezione del conco. Ognuno dei cinque cavi risultanti è costituito da quattro cavi da 20 trefoli $\phi 15,2 \text{ mm}$ ciascuno, posti simmetricamente rispetto al baricentro G in modo tale da non provocare effetti torsionali (Fig.30).

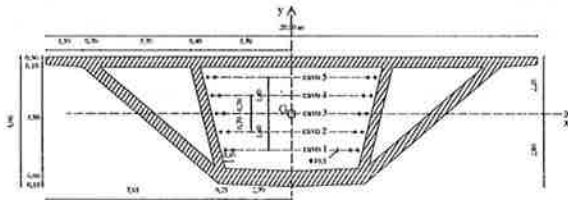


Fig.30: Posizione cavi da precompressione.

Ogni trefolo, di area nominale $A_p = 139 \text{ mm}^2$, viene tesato con una tensione di tesatura $s_{pi} = 1316 \text{ N/mm}^2$, in modo tale che, scontando le perdite per rilassamento $DS_{\tau 00} = 0,18s_{pi} = 237 \text{ N/mm}^2$, la tensione di tesatura in esercizio (σ finale) pari a $s_{pf} = s_{pi} - DS_{\tau 00} = 1079 \text{ N/mm}^2$ dia un tiro in esercizio, per ciascun cavo risultante, pari a $T = 4(20s_{pf} \times A_p) = 12000 \text{ KN}$. Tale tiro T è quello a cui si fa riferimento nella ricerca della disposizione ottimale dei cavi; successivamente per esso, come riportato in seguito, si calcolerà la variazione ΔT , per ciascun cavo, dovuta alla deformazione della struttura. Dal codice di calcolo risultano sette possibili disposizioni dei cavi che soddisfano le limitazioni sopra esposte; tali disposizioni (Fig.31) sono caratterizzate dalle grandezze riportate nella Tab.19.

Dispos.	n° cavi	n° ancor.	Cond. di carico	Freccia max (mm)	Freccia max/luce (mm)	Freccia min (mm)	s_{cmin} (N/mm ²)	s_{cmax} (N/mm ²)
1	36	72	1	0	0,00003	3,36	1,13	10,72
			2	-76,19	-0,00063	0	0,18	12,42
2	36	72	1	-0,59	0,00001	1,94	1,79	11,61
			2	-78,66	-0,00065	0	0,2	13,22
3	40	80	1	0	0,00004	5,27	1,79	12,17
			2	-73,84	-0,00061	0	0,2	12,85
4	40	80	1	0	0,00003	4,12	1,13	12,44
			2	-75,61	-0,00062	0	0,23	13,65
5	48	96	1	-0,93	-0,00001	0,73	1,79	11,95
			2	-79,62	-0,00065	0	0,13	13,65
6	40	80	1	-0,53	0,00003	3,53	1,13	11,85
			2	-75,93	-0,00062	0	0,18	13,56
7	40	80	1	0	0,00002	2,41	1,79	12,21
			2	-76,95	-0,00063	0	0,17	13,37

Tab.19: Possibili disposizioni dei cavi.

Nella stessa tabella, il numero di cavi si riferisce al numero di cavi totali presenti nella struttura, ciascuno formato da venti trefoli e due ancoraggi terminali. La disposizione dei cavi scelta, è quella che minimizza la freccia massima e minima nonché il numero dei cavi. In tal caso, poiché, nessuna delle sette soluzioni minimizza contemporaneamente le tre funzioni obiettivo sopra citate, bisogna scegliere tra:

- la disposizione n°1 che minimizza il numero di cavi utilizzati;
- la disposizione n°3 che minimizza la freccia massima;
- la disposizione n°5 che minimizza la freccia minima.

Esaminando le tre disposizioni sopra citate, si ritiene ottimale la disposizione n°1, poiché, oltre ad avere il minor numero di cavi e quindi essere economicamente vantaggiosa, ha una oscillazione tra freccia massima e freccia minima (ossia tra la condizione di carico 1 e 2) molto prossima a quella minima assunta dalla disposizione n°3.

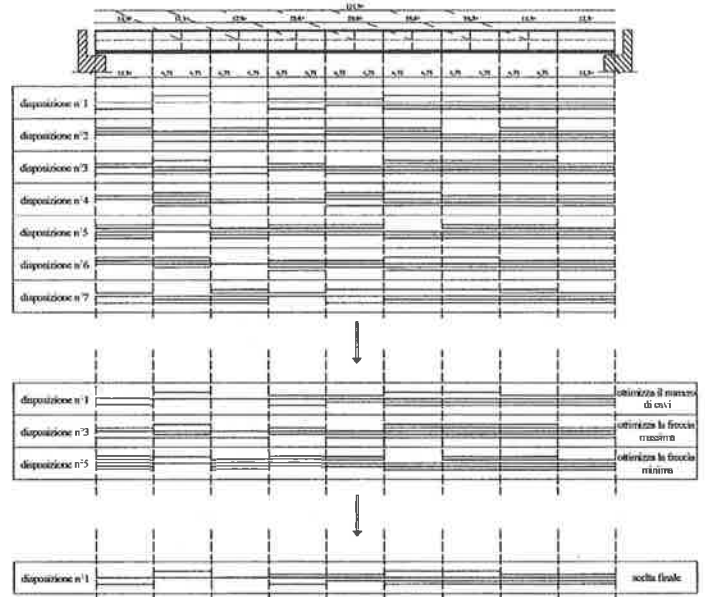


Fig.31: Processo di scelta della disposizione dei cavi.

La disposizione scelta è riportata di seguito sia in Tab.20 sia in forma grafica (Fig.32).

Conco	Cavo1	Cavo2	Cavo3	Cavo4	Cavo5
C1	1	0	1	0	1
C2	0	0	1	0	1
C3	0	0	1	0	0
C4	1	0	1	1	0
C5	0	1	1	1	0
C6	1	1	1	0	1
C7	1	1	1	0	1
C8	1	1	1	1	0
C9	1	1	1	1	0

Tab.20: Tabella di disposizione dei cavi.



Fig.32: Disposizione ottimale dei cavi lungo la struttura.

Per la disposizione scelta si riportano di seguito (Fig.33):

- le tensioni normali in corrispondenza dei giunti per la condizione di carico 1;
- gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione lungo la struttura per ciascuna condizione di carico.

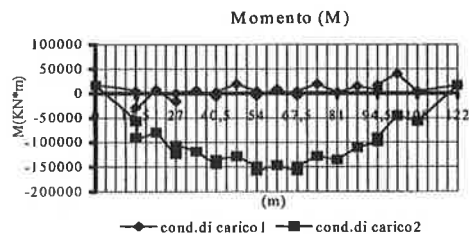
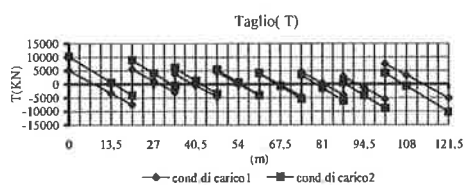
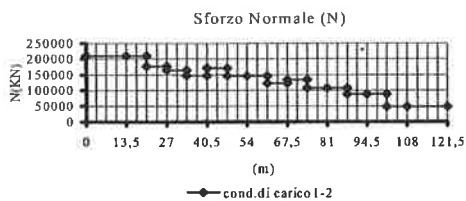
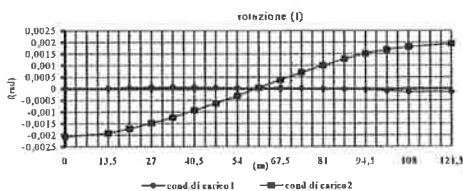
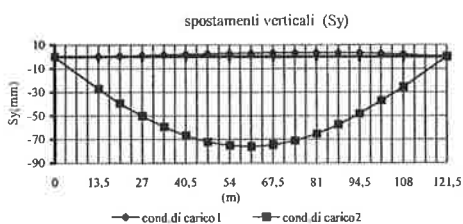
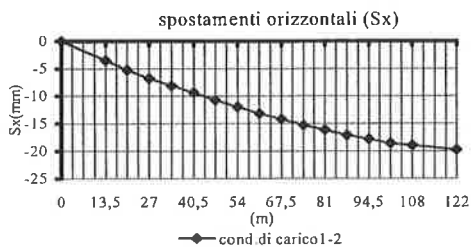
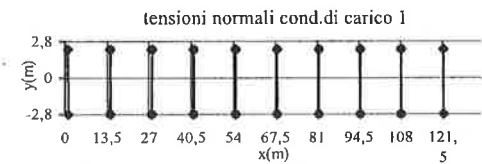


Fig.33: Tensioni normali, spostamenti e sollecitazioni.

Si riporta, infine, per la disposizione scelta e per la condizione di carico 2, la variazione del tiro DT per ciascun cavo dovuta alla deformazione della struttura (Tab.21).



Concio	Cavo1		Cavo2		Cavo3		Cavo4		Cavo5	
	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)	DT (KN)	DT (%)
C1	-540,4	-4,50	0	0	-354,4	-2,95	0	0	0	0
C2	0	0	0	0	-354,4	-2,95	0	0	-597,07	-4,97
C3	0	0	0	0	-354,4	-2,95	0	0	0	0
C4	-314	-2,62	0	0	-354,4	-2,95	-454,9	-3,79	0	0
C5	0	0	-206,6	-1,72	-354,4	-2,95	-454,9	-3,79	0	0
C6	-145,9	-1,21	-206,6	-1,72	-354,4	-2,95	0	0	-407	-3,39
C7	-145,9	-1,21	-206,6	-1,72	-354,4	-2,95	0	0	-407	-3,39
C8	-145,9	-1,21	-206,6	-1,72	-354,4	-2,95	-175,5	-1,46	0	0
C9	-145,9	-1,21	-206,6	-1,72	-354,4	-2,95	-175,5	-1,46	0	0

Tab.21: Variazione del tiro DT per cond. di carico2.

5 BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Bussi, S.G. Morano, "Analisi fino a rottura di travi a conci prefabbricati e precompressione esterna", in "L'industria italiana del cemento", Luglio - Agosto 2000.
- [2] B. Fouré, *Les essais du CEBTP à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse (sur financement SETRA, FNB et FNTP)*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [3] AFPC, *Behavior of external prestressing in structures*. Workshop, Saint-Remy-lès-Chevreuse, giugno 1993.
- [4] B. Fouré, P.C. De Rezende Martins, L.H. Hoang, *Problèmes de sécurité à rupture et de modélisation du comportement des poutres en béton à précontrainte extérieure*. Annales de l'ITBTP n°491, febbraio 1991; Béton 278.
- [5] G. Cadeddu, G. Gamberini, G. Mancini, "Analisi non lineare di ponti realizzati con conci prefabbricati a precompressione non aderente" in "L'industria italiana del cemento", Luglio - Agosto 1999.
- [6] S.G. Morano, "Analisi in esercizio e a rottura di travi precomprese con cavi esterni", Tesi in dottorato di ricerca in ingegneria delle strutture, Università degli studi di Firenze. Febbraio 1994.
- [7] M. Virlogeux, *La précontrainte et la construction des ponts à précontrainte extérieure au béton*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (prima e seconda parte). Annales de l'ITBTP, n° 498-499, novembre - dicembre 1991; Béton 283-284.
- [8] M. Virlogeux, *La précontrainte extérieure*. Annales de l'ITBTP n°420, dicembre 1983; Beton 219.

- [9] M. Ivanoff, *Injection mixte en précontrainte extérieure*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [10] *Istrumentation des cables de précontrainte extérieure*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [11] R. Chaussin, *Les problèmes généraux de la précontrainte extérieure au béton*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [12] P. Jartoux, *Les systèmes de précontrainte extérieure procédés Freyssinet*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [13] D. Dutoit, *Les récents développements de la précontrainte extérieure aux états-unis dans les projets de la société Figg and Muller engineers*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [14] C. Neant, *Dispositions spécifiques au procédé C.C.2*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [15] L. Boutonnet, *Remarques quant à l'utilisation de conduits en matière plastique dans les déviations*, in: La précontrainte extérieure. Le point de la question aujourd'hui (terza parte). Annales de l'ITBTP n°500, gennaio 1992; Béton 285.
- [16] M.P. Petrangeli, *"L'impiego della precompressione esterna nella riparazione e nell'adeguamento statico dei ponti"*, in "L'industria italiana del cemento", Settembre 1993.
- [17] A. Gubana, *"Introduzione alla precompressione a cavi esterni o non aderenti"*, in "Strutture in C.A. e C.A.P. Tecniche di progetto avanzate".
- [18] M. Rosignoli, *"Ponti a cassone in c.a.p. ad anime reticolari"*, in "L'industria italiana del cemento", n° 5, Maggio 2000.
- [19] M. Rosignoli, *"Prestressing schemes for incrementally launched bridges"*, in "Journal of bridges engineering", May 1999.
- [20] M. Rosignoli, *"Ponti a cassone in c.a.p. ad anime reticolari"*, in "L'industria italiana del cemento", n° 5, Maggio 2000.
- [21] E. Giurani, A. Gubana, *"Rottura con singola fessura di una trave sperimentale precompressa a cavi non aderenti"*, in "Studi e ricerche-vol.15, 1994".
- [22] M.A. Pisani, *"Analisi di elementi strutturali precompressi con cavi non congruenti"*, Politecnico di Milano.
- [23] M.A. Pisani, *"Strengthening by means of external prestressing"*, in "Journal of bridges engineering", May 1999.
- [24] L. Bolognini, F. Bontempi, *"Un'analisi non lineare di un ponte ad arco in muratura"* in "Studi e ricerche-vol.15, 1994".
- [25] Singiresu S. Rao - *Engineering Optimization – Third Edition*.
- [26] James R. Evans, David L. Olson – *Statistics, Data Analysis, And Decision Modeling – Prentice Hall 1999*.
- [27] Chinyere Omwubiko – *Introduction to Engineering Design Optimization – Prentice Hall 2000*.
- [28] James A.D. Balfour - *Analisi di strutture con il calcolatore* - Ed. Ulrico Hoepli, Milano 1990.
- [29] Wai - Fah Chen, Lian Duan - *Bridge Enginnering – CRC Press*.
- [30] E.F. Radogna - *Tecnica delle costruzioni – vol. 2, Masson, Milano 1997*.
- [31] E.F. Radogna - *Tecnica delle costruzioni – vol. 3, Masson, Milano 1997*.
- [32] D.M. 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche; Supp. n° 19 alla G.U. n° 29 del 05/02/96.
- [33] C.M. 15 ottobre 1996, n° 252AA.GG./STC: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996; Supp. n°207 alla G.U. n° 277 del 26/11/96.
- [34] D.M. 4 maggio 1990: Aggiornamento delle Norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali; G.U. n° 24 del 29/01/91.
- [35] Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1.5: Regole generali – Strutture con cavi non aderenti e cavi di precompressione esterna.

INDAGINI NON DISTRUTTIVE PER LA RIQUALIFICAZIONE DEL CAPANNONE NERVI A CAGLIARI

Dario Almesberger¹, Raffaella Geometrante², Sergio Meriani², Marco Rizzo¹

¹ SER.CO.TEC, Trieste.

² Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e Chimica Applicata, Università di Trieste.

SOMMARIO

Preliminarmente all'intervento di ripristino e riqualificazione statica del capannone Nervi (Cagliari), è stato effettuato uno studio diagnostico utilizzando, prevalentemente, sistemi di indagine non distruttivi. I risultati ottenuti da questa campagna d'indagine hanno permesso una precisa caratterizzazione della qualità del calcestruzzo e dei ferri d'armatura dei vari elementi strutturali. Tale caratterizzazione è stata indispensabile per la redazione del progetto di riqualificazione statica delle costruzioni che costituiscono, anche per il nome dell'architetto che li ha concepiti, un importante esempio di architettura industriale.

SUMMARY

Before the static rehabilitation of Nervi sheds (Cagliari – Italy), a diagnostic survey has been carried out using mostly non-destructive techniques. By the elaboration of the results achieved, a precise characterization of concrete and rebars quality has been made. This characterisation has been indispensable for the development of the project of the static rehabilitation of these buildings. In fact, these structures are an important example of the 50s industrial architecture particularly because designed by a well-known architect.

1. PREMESSA

Negli anni '50 a Cagliari, su progetto del prof. Pier Luigi Nervi, vennero costruiti due capannoni industriali con coperture a volta, realizzate con strutture nervate (costoloni) in cemento armato (Fig. 1).



Fig. 1 – Capannone Nervi

Il primo capannone, di dimensioni maggiori, era adibito alla produzione e allo stoccaggio di prodotti chimici, mentre il secondo era stato realizzato per lo stoccaggio del sale proveniente dalle saline circostanti.

Nel 1952 iniziarono i lavori di costruzione del magazzino del sale che durarono due anni. La struttura di fondazione era stata costruita su pali tradizionali che inizialmente erano realizzati solo sulla parte perimetrale del capannone.

Nel 1954 venne eseguita la prova di carico con 14.000 tonnellate di sale. Sotto questo carico, il pavimento del capannone cedette. Quindi, la costruzione dovette essere svuotata e, per aumentare la portata del pavimento, venne palificato anche lo spazio interno.

Il capannone serviva da polmone per la consegna del sale via mare. Un elevatore, situato nella torretta, portava il sale fino al vano superiore della struttura e, tramite nastro trasportatore, scaricava dall'alto il sale direttamente sul pavimento del capannone.

Solo successivamente il calcestruzzo venne protetto con un tavolato in legno di rovere così da evitare il contatto diretto con il sale.

L'impianto ha cessato di funzionare 20 anni fa e da quella data non è più stato fatto alcun intervento di manutenzione.

Oggi, dopo 20 anni di abbandono, quest'opera si presenta in uno stato di gravissimo degrado.

La presa di coscienza dell'importanza del recupero edilizio, specialmente dopo le indicazioni fornite dalla legge n. 457 (titolo IV - Norme generali per il recupero del patrimonio edilizio ed urbanistico esistente), ha fatto sì che i progetti edilizi della prima era industriale e le proposte innovative degli anni '50, non andassero completamente perse.

Fra le opere particolarmente rilevanti e significative dell'ingegneria civile di quegli anni, sicuramente il capannone Nervi occupa una posizione di primo piano per l'innovazione sia progettuale che concettuale proposte. Per tali ragioni, è stato deciso il recupero edilizio del capannone che indubbiamente fa parte del nostro patrimonio storico-industriale.

2. DEGRADO DELLA STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Prima dell'analisi sperimentale con i controlli non distruttivi nelle varie zone caratteristiche (38 relative al capannone, 4 per torretta e 2 per le fondazioni), si è provveduto all'esecuzione di un'analisi visiva generale per determinare l'ambiente aggressivo e quantificare di conseguenza il livello del danno.

Gli ambienti aggressivi sono classificati nella normativa ISO 9690 che prevede le seguenti classi di esposizione nelle nostre condizioni ambientali:

In questo caso specifico, con l'ambiente marino all'esterno e l'ambiente chimico altamente aggressivo all'interno (contatto diretto del sale), il calcestruzzo del complesso è soggetto ad un'azione combinata delle classi 4a e 5c (Tab. 1).

Classe di esposizione		Esempi di condizioni ambientali
1 ambiente asciutto		- interni di abitazioni o uffici
2 ambiente umido	a senza gelo	- interni di edifici con elevata umidità (per es. lavanderie) - componenti esterni - componenti in terreno e/o acqua non aggressivi
2 ambiente umido	b con gelo	- componenti esterni esposti al gelo - componenti in terreno e/o acqua non aggressivi ed esposti al gelo - componenti interni con elevata umidità ed esposti al gelo
3 ambiente umido con gelo e agenti disgelanti		- componenti esterni esposti al gelo e agenti disgelanti
4 ambiente marino	a senza gelo	- componenti completamente o parzialmente immersi nell'acqua marina o nella "splash zone" (zona di spruzzi) - componenti in aria satura di sale (zona costiera)
4 ambiente marino	b con gelo	- componenti completamente o parzialmente immersi nell'acqua marina o nella zona di spruzzi ed esposti al gelo - componenti in aria satura di sale ed esposti al gelo
5 ambiente chimico aggressivo	a	- ambiente chimico debolmente aggressivo (gassoso, liquido o solido) - atmosfera industriale aggressiva
5 ambiente chimico aggressivo	b	- ambiente chimico moderatamente aggressivo (gassoso, liquido o solido)
5 ambiente chimico aggressivo	c	- ambiente chimico altamente aggressivo (gassoso, liquido o solido)

Tab 1 – Classi di esposizione

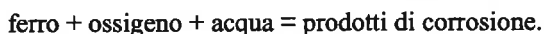
Dalla classe di esposizione si può risalire all'aggressività dell'attacco a cui il calcestruzzo può essere sottoposto.

Nel calcestruzzo sano l'ambiente è alcalino, con pH maggiore di 11,5, e non contiene cloruri. In queste

condizioni, sulla superficie delle armature si forma un sottilissimo film di ossido che protegge perfettamente il tondino portandolo in condizioni dette di passività.

Determinate condizioni ambientali possono favorire la carbonatazione del calcestruzzo, facendo precipitare

il pH a valori inferiori a 9, o far aumentare la percentuale di cloruri fino a superare la soglia critica dello 0,3% in peso di cemento. In questo tipo di ambiente ed in presenza di acqua e di ossigeno, le armature iniziano a corrodersi secondo la reazione:



Questa reazione è di natura elettrochimica ed è costituita dai seguenti quattro processi parziali:

1. reazione di ossidazione del ferro; si rendono disponibili elettroni nella fase metallica e inizia la formazione di prodotti di corrosione (*processo anodico*);
2. reazione di riduzione dell'ossigeno che consuma tali elettroni (*processo catodico*);
3. trasporto degli stessi elettroni all'interno del metallo, dalle regioni anodiche dove vengono resi disponibili a quelle catodiche dove invece sono consumati. Avendo gli elettroni carica negativa, si forma una corrente convenzionale con circolazione in senso opposto;
4. chiusura del circuito; circolazione di corrente all'interno del calcestruzzo dalle regioni anodiche a quelle catodiche.

La quantificazione dei danni provocati dalla corrosione delle armature è riportata in base alla classificazione proposta dal General Task Group del CEB (vedi Fig. 2).

Nel capannone Nervi, il danneggiamento si manifesta in maniera diversa a seconda delle aree considerate. Sono state individuate zone dove i fenomeni di degrado erano solo iniziali, caratterizzati cioè dalla comparsa di fessure con tracce di ruggine (Fig. 4), e zone il cui degrado era già in fase avanzata, caratterizzato da vistosi distacchi dei copriferri, ferri d'armatura completamente scoperti e con elevato grado di corrosione (Fig. 3 - 3A).

In passato sono stati anche tentati degli interventi di ripristino; per esempio gli speroni e le lastre-pareti in C.A. sono state protette superficialmente con una malta cementizia dello spessore di circa 5 mm. Tale protezione non ha però ottenuto risultati positivi poiché

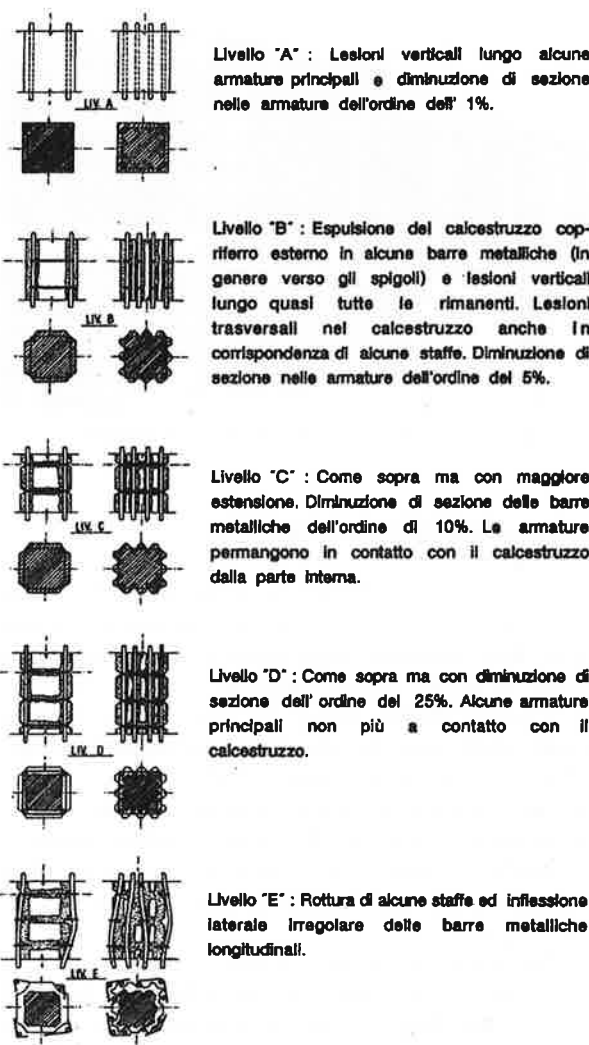


Fig. 2 - Classificazione proposta dal General Task Group del CEB



Fig. 3 - Calcestruzzo fortemente degradato



Fig. 4 - Calcestruzzo in condizioni discrete



Fig. 3A – Calcestruzzo fortemente degradato

4. INDAGINE DIAGNOSTICA

La diagnosi, finalizzata essenzialmente al *controllo di qualità del calcestruzzo* ed alla *determinazione dello stato delle armature* degli elementi strutturali, è stata estesa per zone ai diversi blocchi del corpo di fabbrica.

L'esame della *qualità del calcestruzzo* permette d'individuare possibili anomalie delle sezioni resistenti, come la presenza di fessure e nidi di ghiaia legati al degrado chimico nel tempo, nonché di determinare la resistenza meccanica nei diversi punti della struttura.

Anche la verifica dello *stato di corrosione* risulta indispensabile, considerando la classe di esposizione a cui è soggetta la struttura.

Comunque, è necessario tenere presente che:

- se la corrosione non porta alla fessurazione del copriferro, rimangono inalterati snervamento, resistenza a trazione ed adesione ferro/calcestruzzo.
- se il grado di corrosione è tale da fessurare il copriferro, il processo di corrosione viene fortemente accelerato causando un veloce degrado delle caratteristiche strutturali e funzionali.

Il controllo dello stato conservativo è stato eseguito con metodi di controllo non distruttivi, che consentono di raccogliere già in cantiere i dati caratterizzanti i materiali impiegati e la morfologia delle strutture interessate.

Inoltre, risulta fondamentale l'uso di diverse tecniche d'indagine (metodi combinati), integrate tra loro in modo da portare ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione, tipico dei metodi di prova applicati singolarmente.

Non ultima, alla base di una corretta indagine diagnostica, risulta necessaria l'esperienza e la professionalità del personale specializzato nel settore per una reale interpretazione dei parametri rilevati.

In generale, la durabilità delle strutture in C.A. dipende da:

- qualità del calcestruzzo
- spessore del copriferro
- concentrazione di CO_2
- contenuto di cloruri

Quindi, i lavori di diagnosi, effettuati sulle zone caratteristiche, sono stati portati a termine con l'intento di indagare a fondo ognuno di questi quattro aspetti. In particolare sono state eseguite le seguenti indagini:

A. CANTIERE

- valutazione strumentale del diametro dei ferri e del copriferro;
- rilievi endoscopici per determinare lo stato di corrosione dei ferri d'armatura;
- valutazione dello stato di corrosione armature con misure del potenziale elettrico;
- localizzazione fessure, vuoti, vespai con indagini ultrasoniche;
- indagini per la determinazione strumentale della resistenza del calcestruzzo;
- determinazione resistenza calcestruzzo con sonda a penetrazione o prova pull-out;
- indagine morfologica ed individuazione delle caratteristiche del terreno;
- prova di carico statico a contrasto sulle solette della torretta.



Fig. 5 – Indagini in cantiere

B. LABORATORIO

- determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo;
- determinazione della profondità di carbonatazione del calcestruzzo;
- determinazione del contenuto di cloruri nel calcestruzzo;
- determinazione del contenuto di solfati nel calcestruzzo.

I risultati ottenuti dalla campagna d'indagine eseguita, in situ e in laboratorio, hanno permesso una precisa caratterizzazione della qualità del calcestruzzo e dei ferri d'armatura dei vari elementi strutturali.

5. ANALISI DEI DATI E CONCLUSIONI

Il degrado delle strutture in calcestruzzo è un problema di enorme importanza dal punto di vista sociale ed economico. Infatti, oltre agli aspetti drammatici connessi con la sicurezza della vita umana, nei casi eccezionali in cui il degrado è così avanzato da provocare il collasso delle strutture, esiste, anche nei casi di minor gravità, il problema del danno economico derivante dal ripristino dell'opera.

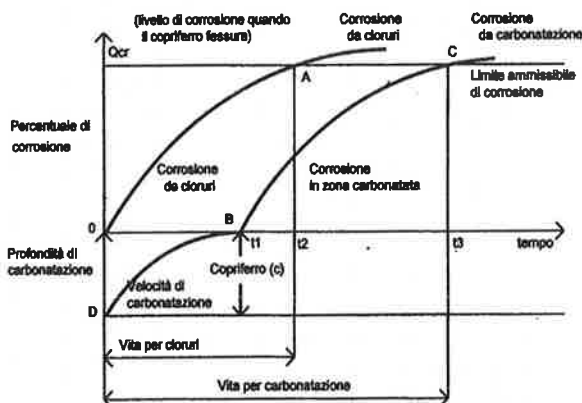
Il problema della durabilità delle opere in cemento armato si è drasticamente aggravato nel corso degli ultimi 30 anni, prevalentemente a causa dell'intensificarsi del fenomeno di carbonatazione, reazione chimica che provoca l'ossidazione dei ferri d'armatura contenuti nel calcestruzzo.

Inoltre la velocità di corrosione in zona carbonatata è decisamente maggiore quando i ferri d'armatura si trovano in presenza di cloruri. In effetti si è verificato sperimentalmente che la carbonatazione non è influenzata dal contenuto di cloruri ma questi agiscono direttamente sulla velocità di corrosione stessa.

Quindi, deve essere definito un limite ammissibile di corrosione affinché venga mantenuto il funzionamento strutturale (e così pure per gli stati limite d'esercizio). La vita utile della struttura sarà quindi determinata dal raggiungimento del limite di corrosione.

Per prevedere la "vita utile" di una struttura bisogna definire e calcolare i seguenti parametri:

- velocità di corrosione da cloruri;
- velocità di carbonatazione;
- velocità di corrosione in calcestruzzo carbonato;
- limite ammissibile di corrosione tenendo conto dell'influenza della corrosione sulle proprietà dell'acciaio d'armatura e delle condizioni che causano la fessurazione del copriferro.



Nel grafico è riportato un diagramma qualitativo che mostra il processo di degrado di una struttura in C.A. causato dalla corrosione del ferro d'armatura.

Se il calcestruzzo contiene cloruri si avrà un attacco del ferro secondo il ramo della curva OA con una velocità che dipenderà dal contenuto di cloruri, dal mix, dal valore del copriferro, dall'ambiente, ecc.

Aumentando la quantità dei prodotti della corrosione si genererà, attorno alle barre d'armatura, una pressione d'espansione dovuta all'aumento di volume causato

dalla formazione della ruggine (fino a sette volte il volume iniziale nei casi più sfavorevoli).

Nel nostro caso, alla luce dei risultati dell'indagine, possiamo trarre le seguenti conclusioni:

- Già durante l'indagine visiva, che serviva all'individuazione delle aree campione, si è potuto rilevare degradi di diverso tipo a seconda delle zone controllate;
 - la struttura della rampa (Fig. 3A) è totalmente degradata sia a causa dell'ambiente aggressivo che per il cedimento delle fondazioni, pertanto si consiglia la sua demolizione;
 - nella struttura della torretta, dopo le indagini in sito ed in laboratorio, è evidente un avviato processo di corrosione, dovuto all'alta concentrazione di cloruri nel calcestruzzo carbonatato. Le prove di carico hanno rilevato la totale assenza di elasticità dei due solai. L'elevata corrosione dei ferri d'armatura nella soletta ha fatto mancare l'aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo. Si consiglia pertanto di demolire le scale ed i solai e conservare solamente la struttura esterna che, dopo il restauro, dovrebbe essere in grado di portare il proprio peso. All'interno sarà possibile realizzare una struttura in acciaio indipendente;
 - la struttura della zona servizi (zona entrata principale) non presenta gravi anomalie e può essere recuperata;
 - la struttura del capannone, progettata dal prof. Pier Luigi Nervi, è costituita da n° 21 archi (costoloni) opportunamente controventati.

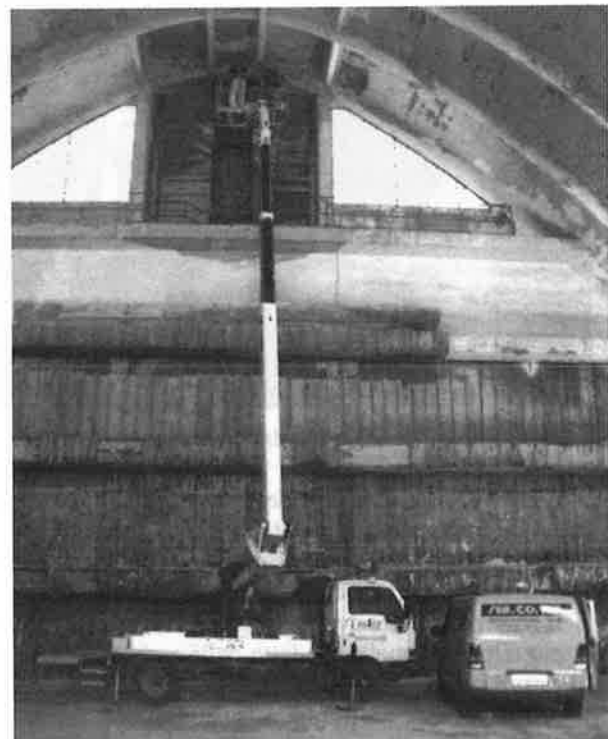


Fig. 6 – Controllo del calcestruzzo in chiave dell'arco

- Su questa struttura, come si vede nella tabella conclusiva (Tab. 2), il danneggiamento si manifesta in modo diverso alle varie altezze e si differenzia pure tra l'ambiente esterno (ambiente marino) e l'ambiente interno (deposito di sale); la parte più ammalorata è la zona esterna al pianoterra, dove, per mancanza di un adeguato copriferro e per l'alta aggressività dell'ambiente marino, riscontriamo un forte processo di propagazione della corrosione dei ferri d'armatura. La parte più sana della struttura dei costoloni si trova a metà altezza del capannone.
- Nella parte alta, in prossimità della chiave dell'arco, il calcestruzzo si presenta nuovamente ammalorato. I ferri sono corrosi (però in entità inferiore rispetto al pianoterra) poiché da questa altezza veniva distribuito il sale all'interno del capannone. Durante questa operazione la caduta del sale provocava pure l'abrasione della superficie del calcestruzzo in chiave degli archi. A differenza degli altri costoloni i due che si trovano adiacenti al zona del parziale crollo della copertura si presentano totalmente ammalorati.

2. Gli elementi strutturali maggiormente danneggiati, sono gli speroni in C.A. (contrafforti - Fig. 7) e la lastra-parete che sono situati all'esterno.



Fig. 7 - Degrado dei contrafforti

Il calcestruzzo di questi elementi strutturali, oltre ad essere carbonatato, è pure impregnato di cloruri. Dopo tutti questi anni di esposizione all'ambiente marino, i cloruri sono penetrati in profondità. Il fenomeno corrosivo provocato dai cloruri è molto più critico di quello prodotto dalla carbonatazione. I cloruri sono dei catalizzatori che il processo corrosivo non consuma ma addirittura tende a concentrare nella zona corrosa. Inoltre, al contrario della carbonatazione, fanno aumentare la conducibilità del calcestruzzo.

zona campione	classe di esposizione ENV 206	profondità di carbonatazione [mm]	contenuto di Cl in % sul cemento	potenziale di corrosione [mV]	livello danno per corrosione CEB
1	5C	30	10.71	580	D
2	5C	70	0.23*	550	D
3	5C	35		550	D
4	5C	45	0.35	716	D
5	4A	15	0.58	650	E
6	4A	35	1.21	510	E
7	4A	20	4.13	680	E
8	4A		5.04	540	E
9	4A		7.09	624	C
10	4A		10.22	532	C
11	5B	55	1.82	530	B
12	5B	40	7.56	442	B
13	4A			510	E
14	4A	35		540	E
15	4A		3.08	620	E
16	4A	25	2.66	580	E
17	4A	30	0.84	527	E
18	4A	50		444	E
19	4A	40		537	E
20	4A	15	3.22	720	E
21	5B		1.86	608	B
22A	5B		0.40	175	
22B	5A		0.22	172	B
23A	5B			500	
23B	5A	0		142	
24A	5B		1.80	513	B
24B	5A		0.20	420	
25A	5B		0.84	610	B
25B	5A		0.44	320	
26A	5B			964	D
26B	5A			878	D
27A	5B			950	D
27B	5A			942	D
28A	5B	20		490	B
28B	5A			320	
29	5A		4.02	620	B
30	5A		4.50	630	B
31	5A			650	B
32	5A			620	B
33	5A			688	B
F1	4A				
F2	4A	0	1.44	650	A

Tab. 2 - Tabella riassuntiva dei risultati

A questo punto, tutti gli elementi impregnati in profondità dai cloruri, devono (quando possibile) essere demoliti e ricostruiti oppure, in alternativa, essere protetti con un impianto di protezione catodica. La protezione catodica è l'unico metodo che, bloccando il processo di corrosione, permette di non eliminare il calcestruzzo che contiene cloruri, ma solamente quello meccanicamente ammalorato.

- Prima di fare ulteriori considerazioni sugli archi in C.A. (costoloni), è importante considerare il cedimento delle fondazioni localizzato nella parte iniziale del capannone (Fig. 8).



Fig. 8 – Cedimento di parte del capannone

Con molta probabilità, trattasi di un assetto definitivo del terreno di fondazione (pali). Sarebbe comunque consigliabile porre sotto controllo le fessure con un impianto di monitoraggio SERCOTEC per accertare la natura statica o dinamica delle stesse.

- Per quanto concerne la struttura in elevazione (costoloni), possiamo dire che saranno sufficienti interventi di conservazione per garantirne la vita utile.
Fanno eccezione i due costoloni a destra del foro sulla copertura. Qui sarà necessario eseguire un intervento di consolidamento, mediante placcaggio esterno con l'impiego di lastre in fibra di carbonio.
- Stessa tecnica di rinforzo viene consigliata per il consolidamento delle travi fessurate.
- La copertura è realizzata con una struttura latero-cemento che appoggia sui costoloni in C.A.. Questa copertura non ha nessuna funzione statica. Tenendo in considerazione la non buona salute dei costoloni, si suggerisce di alleggerire la struttura e sostituire la copertura latero-cemento con dei pannelli traslucidi in policarbonato (tipo LA.ES.) molto più leggeri e adatti alla futura destinazione del fabbricato.
- Sempre allo scopo di salvaguardare la struttura portante (costoloni) del capannone, si consiglia di demolire la passerella coperta situata in chiave della volta. Questa passerella è stata realizzata per il nastro trasportatore, con un'altezza massima di 180 cm, insufficiente come passaggio pedonale. La stessa, attualmente in C.A., può essere sostituita con una struttura identica in acciaio di altezza minima 250 cm da adibire a passerella panoramica.
- Sotto l'aspetto strutturale la corrosione dell'armatura è un evento da considerare con la massima attenzione in quanto i prodotti di corrosione

occupano un volume da 2 a 7 volte maggiore di quello occupato dal metallo consumato. Di conseguenza, anche se la riduzione della sezione del ferro d'armatura è ancora limitata e tale da non implicare situazioni di danno strutturale imminente, la quantità di ruggine prodotta può essere sufficiente a sviluppare nel calcestruzzo forze che portano a fessurazione, sgretolamento e distacco del copriferro.

L'esperienza pratica sembra indicare che, nella maggior parte dei casi, il danneggiamento del copriferro precede la fase nella quale la resistenza del metallo risulta significativamente ridotta.

Ciò è confermato dai risultati delle indagini effettuate (esame visivo, misura di potenziale, contenuto di ioni cloro nel calcestruzzo, sclerometria, ultrasuoni etc.).

La normativa italiana prevede per il cemento armato un massimo di 0,3% di cloruri riferiti al cemento. Comunque si può dire che il rischio di corrosione sia basso per quantitativi di cloruri inferiori allo 0,4% ed elevato per quantitativi superiori all'1%.

La vita in servizio di una struttura in calcestruzzo, per quanto si riferisce alla corrosione dell'armatura, può essere considerata come la somma di uno *stadio di induzione* e di uno *stadio di propagazione* fino ad un grado accettabile di danno. Lo *stadio di induzione* rappresenta l'intervallo di tempo t_1 , intercorso perché l'acciaio diventi attivo, cioè il tempo di transizione tra lo stato passivo e quello di corrosione attiva. Lo *stadio di propagazione* rappresenta il tempo t_2 , durante il quale si raggiunge un livello di corrosione inaccettabile in quanto la statica della struttura è già compromessa. La velocità di corrosione aumenta notevolmente nello stadio di propagazione ed i fattori determinanti sono la resistività elettrica del liquido che permea il sistema dei pori del calcestruzzo ed il rifornimento d'ossigeno alle regioni catodiche. Inoltre, bisogna tenere presente che, anche la temperatura influisce sul processo di corrosione, agendo sulla velocità di reazione e sulla mobilità di ioni e di molecole.

- In questo caso possiamo concludere che, una buona parte di elementi strutturali (speroni in C.A., lastre-parete in C.A., pilastri in C.A.) si trovano nello stadio d'avviata propagazione della corrosione dei ferri d'armatura ed il distacco del copriferro, come pure l'essudazione del liquido cloruro di ferro, ne sono la prova (Fig. 9).

In conclusione, nella tabella 2 è dato il livello di aggressione e del danneggiamento per ogni singola zona campione.

L'intervento di recupero non sarà sicuramente una soluzione semplice e tanto meno economica; però confortati dal fatto che il fabbricato non è situato in zona sismica e che è una realizzazione del noto prof. Pier Luigi Nervi, non dovrebbero esserci ostacoli per la sua riqualificazione statica. Probabilmente lo smaltimento di un calcestruzzo così inquinato potrebbe far salire i costi notevolmente.



Fig 9 – Degrado del calcestruzzo

10. Una futura destinazione del capannone “Nervi” richiede uno studio più approfondito, sia per quanto riguarda le nuove tipologie edilizie che verranno inserite tra quella esistente, sia per le valutazioni di impatto ambientale in prossimità del porto. Tra le varie proposte attualmente allo studio, ricordiamo l’adattamento della struttura per ospitare una piscina o un acquario.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Relazione Tecnica – Indagini per la riqualificazione statica del capannone Nervi in Cagliari (prima parte)
- [2] Relazione Tecnica – Indagini per la riqualificazione statica del capannone Nervi in Cagliari (seconda parte)
- [3] W. Czernin – 1960 – La chimica del cemento, Bauverlag
- [4] Adam M. Neville – 1980 – Le proprietà del calcestruzzo, Manuali Sansoni
- [5] Mario Collepardi – 1980 – Scienza e tecnologia del calcestruzzo, Ulrico Hoepli Milano
- [6] D. Almesberger, A. Rizzo – 1993 – Monitoraggio e sorveglianza delle grandi opere in C.A. e C.A.P. con sistemi automatici di acquisizione e trasmissione dati in tempo reale – Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP ‘93
- [7] D. Almesberger, I. Smotlak – 1991- Applicazione dei C.N.D. nella diagnosi e nel controllo della qualità delle costruzioni in C.A. e C.A.P.. Metodologie ed esperienze - Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP ‘91
- [8] 1998 - Lea’s chemistry of cement and concrete, Peter C. Hewlett

MONITORAGGIO IN TEMPO REALE DELLO STATO DI SALUTE DELLE STRUTTURE IN C.A. NELLO STABILIMENTO DI FILATURA ACRILICA DELLA MONTEFIBRE A MARGHERA (VE)

Dario Almesberger¹, Antonio Rizzo², Raffaella Geometrante³, Loris Sartore³

¹ SER.CO.TEC, Trieste.

² Dipartimento Ingegneria Civile, Università di Trieste.

³ Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e Chimica Applicata, Università di Trieste.

SOMMARIO

La memoria è inerente lo studio diagnostico e il monitoraggio effettuati nello stabilimento di filatura acrilica della Montefibre (2° stabilimento al mondo per questo tipo di produzione). Il monitoraggio, funzionante da più di 7 anni e per cui sono previsti almeno altri 3 di lavoro, verifica, in tempo reale, lo stato di degrado della struttura in c.a., fortemente degradata a causa del percolamento di sostanze acide, primer e svariati tipi di coloranti. I dati così acquisiti permettono alla Montefibre di proseguire l'attività in tutta sicurezza e di programmare per tempo l'ordine temporale con cui eseguire il rifacimento dei solai di ogni singola macchina.

SUMMARY

This paper is about the diagnostic study and the monitoring carried out on the Montefibre acrylic spinning plant (2nd plant in the world for this type of product). This monitoring project has been working for 7 years and at least 3 more are forecasted for the future. It assesses, in real time, the state of degradation of the r.c. structure which decay is due to the percolation of acid substances, primer and different type of colorants. The data collected by the monitoring system allows Montefibre the continuous production, without safety problems, and the scheduling of the temporal order with which relaying the floor under each machine.

1. PREMESSA

Gli impianti petrolchimici sono impianti quasi sempre a tecnologia complessa, funzionanti in ciclo continuo. In tali impianti si movimentano e si elaborano materie prime, additivi, prodotti finiti e residui quasi sempre rientranti tra le "sostanze aggressive". Queste sostanze aggressive sono pericolose sia per le persone che per le strutture in cemento armato costituenti l'impianto.

Nel caso specifico dell'impianto Montefibre, il fortissimo degrado del calcestruzzo è dovuto all'attacco chimico del bagno di coagulo delle macchine di filatura acrilica, nella cui composizione si può trovare fino allo 0,31% di acido acetico. Nel caso di impiego di coloranti, è presente anche una percentuale di cloruri. Gli acidi attaccano severamente la pasta di cemento e distruggono nel tempo la struttura del calcestruzzo.

L'azione distruttiva consiste essenzialmente in una dissoluzione della pasta dovuta alla trasformazione del $\text{Ca}(\text{OH})_2$, del CaCO_3 , degli alluminati idrati di calcio e soprattutto del gel idrosilicato, in sali più solubili e quindi asportabili.

In pratica, l'effetto degli acidi è paragonabile ad un dilavamento che non può essere arrestato neppure

confezionando calcestruzzi impermeabili di buona qualità. Infatti, l'azione dell'acido può esplicarsi, anche senza penetrare in profondità, deteriorando il materiale in superficie e rinnovando l'attacco sul materiale sottostante dopo l'asportazione della parte già degradato. Vero è che nel nostro caso il calcestruzzo è stato protetto con trattamenti di resine sintetiche e piastrelle antiacido. Però le difficili condizioni ambientali, l'alta temperatura, le continue vibrazioni, la movimentazione dei carrelli, la duttilità del materiale possono provocare la rottura del manto impermeabile e la penetrazione del liquido (bagno di coagulo) fino al calcestruzzo.

2. INDAGINI DIAGNOSTICHE

Al fine di determinare lo stato di degrado del calcestruzzo e possibili anomalie nelle sezioni resistenti, è stata avviata un'indagine diagnostica estesa ai diversi blocchi del corpo della fabbrica. Tale indagine è stata prevalentemente eseguita con metodi di controllo non distruttivi, che permettono di operare su strutture al vero, caratterizzandone i materiali impiegati e la morfologia. In ogni caso, l'affidabilità dei metodi non

distruttivi dipende dai criteri con cui vengono impiegati, dalla cura posta nelle fasi esecutive e dall'effettuazione di frequenti riscontri con i risultati di prove distruttive tradizionali (prove a compressione su carote prelevate in sito). A tal fine risulta fondamentale l'uso di diverse tecniche di indagine (metodi combinati), integrate tra loro in modo da portare ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione, inevitabile per i metodi di prova applicati singolarmente. Inoltre, alla base di una corretta indagine diagnostica, risulta indispensabile l'esperienza e la professionalità del personale specializzato nel settore per una corretta interpretazione dei parametri relativi.

In seguito ad un'accurata indagine visiva delle strutture in esame, sono state applicate le metodologie di controllo non distruttive al fine di verificare la qualità del calcestruzzo e lo stato di corrosione delle armature. In ogni punto di indagine è stato eseguito un preliminare controllo pacometrico per individuare la posizione e le caratteristiche dei ferri d'armatura (staffe e barre longitudinali) dei vari elementi strutturali.

Nelle zone non influenzate dalla presenza di armature, all'interno dei reticolati tracciati grazie all'indagine pacometrica, è stata effettuata, per ogni elemento strutturale, la prova di resistenza meccanica con lo sclerometro.

Il controllo della qualità del calcestruzzo è stato eseguito per tutti i punti di prova con la misura della velocità dell'onda ultrasonica riportata sul monitor dell'oscilloscopio, caratterizzata da forme più o meno smorzate, a seconda dello stato riscontrato all'interno degli elementi strutturali.

La prova di estrazione "pull-out" è stata effettuata in posizioni prossime ai punti di indagine sclerometrica ed ultrasonica e dove si è ritenuto necessario.

I valori della temperatura ambiente e dell'umidità relativa rilevati nel periodo delle indagini erano compresi tra:

$$T = 29 \div 35 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$U = 27 \div 52 \text{ \%}$$

Per ottenere una correlazione tra le prove non distruttive e quelle distruttive, sono stati prelevati dei campioni sia dalle zone sane che da quelle ammalorate. I primi sono stati sottoposti ad un'accurata analisi meccanica (prove a compressione sulle carote prelevate correlate a rilevazioni ultrasoniche) da cui si è evidenziato che la struttura era stata costruita con calcestruzzo di buona resistenza. I secondi sono stati sottoposti ad un'indagine chimica (valutazione del pH, della carbonatazione, degli ioni Cl e del potenziale di corrosione) atta a rilevare il grado di acidità del calcestruzzo impregnato dal bagno di coagulo.

Dalle informazioni ottenute dall'indagine diagnostica effettuata sugli elementi strutturali si è potuto accertare il tipo di degrado del calcestruzzo e il livello di corrosione della sua armatura.

Infatti è necessario tener presente che la vita in servizio di una struttura in calcestruzzo, relativamente alla corrosione dell'armatura, può essere considerata

come la somma di uno stadio di induzione e uno di propagazione (Fig. 1)

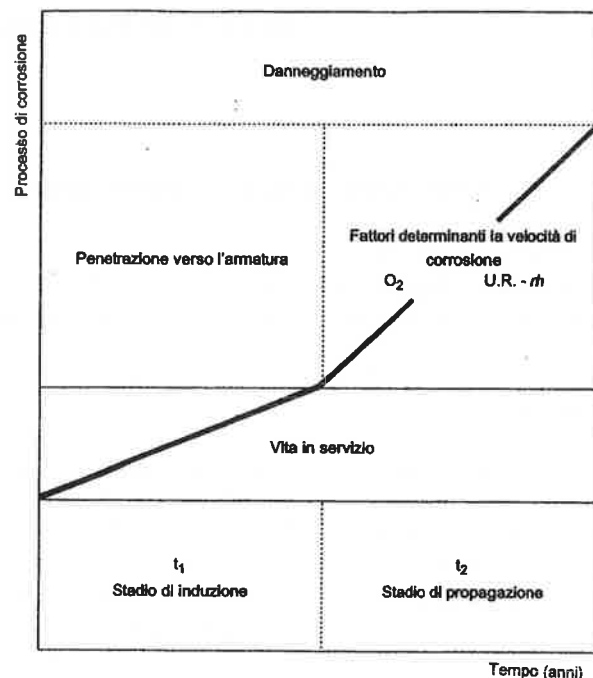


Fig. 1 - Processo di corrosione in funzione del tempo.

Lo stadio di induzione rappresenta l'intervallo di tempo t_1 intercorso prima che l'acciaio diventi attivo, cioè il tempo di transizione tra lo stato passivo e quello di corrosione attiva. In ambiente chimicamente aggressivo, t_1 dipende principalmente dalla velocità con cui i cloruri penetrano attraverso il copriferro e raggiungono la concentrazione di soglia.

Durante lo stadio di propagazione, rappresentato dal tempo t_2 , si raggiunge un livello di corrosione tale da compromettere la staticità della struttura. Durante questa fase, la velocità di corrosione aumenta notevolmente.

I fattori determinanti per lo sviluppo del processo di corrosione sono la resistività elettrica del liquido che permea il sistema dei pori del calcestruzzo ed il rifornimento di ossigeno alle regioni catodiche.

Inoltre, anche l'alta temperatura presente nel reparto di filatura influisce su tale fenomeno agendo sulla velocità di reazione e sulla mobilità di ioni e molecole.

Nel caso specifico, è stato accertato che la struttura si trova nel periodo di avviata propagazione della corrosione dei ferri d'armatura.

Il restauro del calcestruzzo, sebbene eseguito con malte cementizie speciali di buona aderenza ed alta resistenza, crea nel calcestruzzo l'effetto "pila" (accoppiamento di due materiali diversi), provocando un aumento della velocità di corrosione dei ferri d'armatura. Inoltre, i diversi sistemi di protezione del calcestruzzo (impiego di resine sintetiche e piastrelle antiacido) non hanno dato, nel tempo, risultati soddisfacenti.

Alla luce di queste informazioni, è stata suggerita la demolizione della soletta in calcestruzzo, ormai non più ripristinabile, salvando solo le travi che, essendo di

dimensioni notevoli, avevano resistito meglio all'azione distruttiva dell'ambiente. Queste appaiono ancora idonee a svolgere le funzioni portanti a cui erano preposte e una volta ripristinate, potrebbero diventare l'intelaiatura su cui montare un solaio grigliato in acciaio inox.

Inoltre è stato proposto un piano di intervento che stabilisca la priorità dei ripristini da effettuare, indicando le zone sui cui è necessario intervenire immediatamente, in quanto al limite del collasso.

Infine è stata suggerita la possibilità di montare un impianto di monitoraggio atto a controllare, in tempo reale, il *pH* del calcestruzzo, il *potenziale di corrosione* e la *tensione* dei ferri d'armatura in determinati punti ritenuti critici relativamente ad ogni macchina; questo impianto potrebbe mantenere sotto controllo il degrado del calcestruzzo, l'ossidazione dei ferri d'armatura ed il comportamento della struttura.

3. MONITORAGGIO

La sorveglianza di una grande struttura non consiste solamente nel verificare che essa espliciti in maniera soddisfacente le funzioni per la quali è stata costruita ma anche nel valutare, giorno per giorno, il suo stato di invecchiamento in modo da poter programmare gli interventi riparatori o di ordinaria manutenzione nel migliore dei modi.

Nel valutare lo stato di benessere o di degrado di una struttura, sia nelle strutture portanti sia in quelle accessorie, è molto importante poter capire la tempistica con cui il particolare fenomeno avviene e se esistano delle correlazioni inequivocabili con eventi particolari o mutamenti anche minimi nella struttura stessa.

Solo raccogliendo sistematicamente, a intervalli regolari, i valori dei parametri significativi è possibile, a posteriori, poter costruire dei diagrammi di invecchiamento della struttura. Lo studio di questi diagrammi permette di estrapolare l'andamento futuro che sarà comunque verificato con le osservazioni successive.

Sotto ognuna delle 36 macchine del reparto di filatura acrilica della Montefibre sono presenti due travi, entrambe collaboranti per il supporto della macchina sovrastante. In genere, per ogni macchina, è stato sufficiente sistemare la relativa stazione di monitoraggio solo su una delle due suddette travi. Nei casi di maggior degrado, si è reso indispensabile il monitoraggio anche dell'altra trave.

Il sistema di monitoraggio controlla i parametri delle travi utilizzando strain gauges, per la misura delle variazioni di deformazione nelle armature tese inferiori, ed altri trasduttori per misurare il *pH* del calcestruzzo ed il potenziale di corrosione delle armature.

Prima del collasso delle travi, dovuto al degrado del calcestruzzo, si dovrebbe avere un aumento notevole di carico tensionale nei ferri di armatura nella zona tesa che verrebbe immediatamente rilevato dagli estensimetri (strain gauges). Come riferimento e controllo, sono stati posizionati gli estensimetri n°45 e

n° 49 rispettivamente sotto le macchine 30 e 31 caratterizzate da una struttura sottostante sana.

Il degrado del calcestruzzo viene, invece, determinato con la misurazione del valore del *pH*. Le percentuali di acido acetico impiegato nei bagni di coagulo (0,31%) e nel bagno di tintura (0,47%), per quanto basse, sono sufficienti a dare all'acqua di coagulo un valore di *pH* 5,22 ed all'acqua di tintura un valore di *pH* 3,89. Si riscontra, pertanto, una situazione di ambiente acido molto pericoloso per la struttura cementizia.

I processi di dissoluzione del calcestruzzo sono strettamente connessi al fenomeno delle "efflorescenze" presenti sul calcestruzzo ammalorato.

Le efflorescenze sono sostanze che, sciolte in acqua, vengono trasportate sino alla superficie dell'elemento della costruzione, dove si separano. In genere questo spostamento avviene grazie alla risalita capillare. Con il progredire dell'evaporazione dell'acqua si intensifica la separazione delle sostanze e quindi l'"efflorescenza".

Con la misura del potenziale di corrosione è possibile stabilire se il processo di corrosione dei ferri d'armatura è in atto oppure no. Un valore del potenziale di corrosione superiore a 350 mV (UNI 9747), rivela una situazione di rischio. Più alto è il valore del potenziale e maggiore è la propagazione della corrosione.

Evidentemente il rilevamento, in tempo reale, di questi tre parametri è fondamentale per la valutazione dello stato di degrado dell'elemento strutturale su cui sono montati i trasduttori. Infatti, l'analisi dei dati registrati permette di trarre importanti considerazioni sul comportamento strutturale del fabbricato e sulle correlazioni tra le varie grandezze acquisite.

4. RILEVAMENTO ED ANALISI DEI DATI

Dalla centrale operativa di Trieste, la centralina dell'impianto di monitoraggio nel reparto di filatura acrilica viene chiamata con una frequenza di due rilevamenti dati alla settimana.

Dopo l'elaborazione dei valori rilevati è possibile rappresentare il comportamento di ogni trasduttore in funzione del tempo. La rappresentazione grafica delle misure registrate è un'operazione molto importante al fine di evidenziare anomalie (deformazioni in corso) o mal funzionamenti in genere.

Nei diagrammi sono evidenziati pure i valori delle temperature, che sicuramente influiscono sulle tensioni dei ferri d'armatura, ed i valori dell'umidità relativa che è importante nel processo di degrado del calcestruzzo e dell'ossidazione dei ferri d'armatura.

Un esempio significativo dell'analisi effettuata sui dati raccolti è quello relativo alle macchine contrassegnate con il numero 5 e 13. Infatti, la struttura in calcestruzzo sottostante queste due unità è stata sempre monitorata con particolare attenzione dal momento che era evidente una situazione di degrado estremo. Nel secondo semestre del 2000, per aumentare la sorveglianza di queste due zone critiche, si è deciso di installare altre due stazioni di monitoraggio, ciascuna

costituita da tre trasduttori (1 estensimetro, 1 corrosimetro e 1 pHmetro). Queste sono state montate sulle seconde travi sottostanti le macchine non ancora controllate.

Fino a quel momento si era registrato un continuo aumento della tensione a trazione dei ferri d'armatura sottostanti la macchina 5 (Fig. 2), elevati potenziali di corrosione (con punte di 500mV) sia per la zona 5 che 13 (Fig. 3) e pH in lenta ma continua diminuzione (Fig. 4).

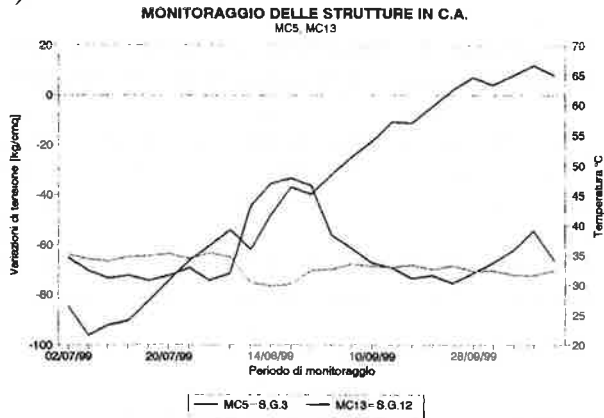


Fig. 2 - variazione di tensione su MC5 e MC13 nel periodo 07.99 - 09.99

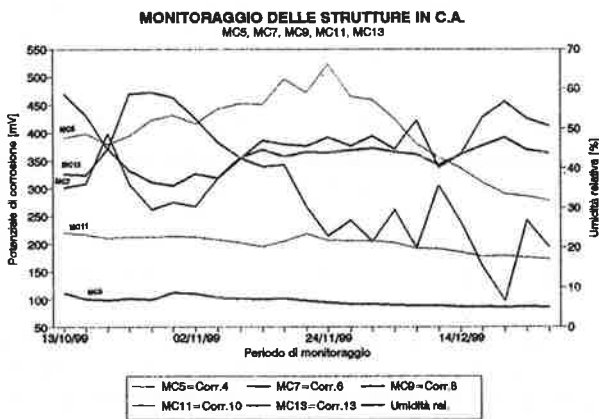


Fig. 3 - potenziale di corrosione su MC5 e MC13 nel periodo 10.99 - 12.99

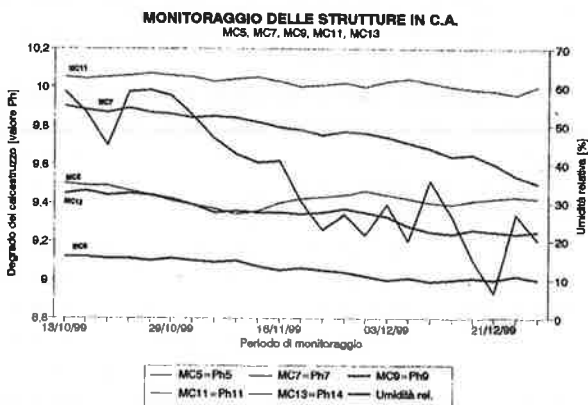


Fig. 4 - degrado del calcestruzzo [valore pH] nel periodo 10.99 - 12.99

Come si può vedere dai grafici qui presentati, ogni variazione derivante dall'aumento del degrado o pur anche da problemi di raccolta o trasmissione dati sono evidenti immediatamente.

5. INTERVENTI STRAORDINARI

Come già accennato, le postazioni dove le macchine 5 e 13 sono posizionate hanno sempre destato particolare attenzione per la pericolosità derivante da un consistente degrado.

Tale situazione è stata più volte rilevata; comunque si è preferito non interrompere la produzione per iniziare l'intervento di ripristino dal momento che queste due unità non necessitavano di una manutenzione immediata. La soluzione di tale problema è stata inizialmente procrastinata, aumentando però il livello di attenzione con il montaggio di due ulteriori stazioni di monitoraggio sulle due travi facenti parte della zona critica ma non ancora controllate direttamente.

Tutt'oggi, il fermo macchina procurerebbe un notevole danno economico per cui sono stati fatti specifici accertamenti per valutare la tensione esistente in uno dei tondini d'acciaio costituenti l'armatura inferiore delle travi.

Per motivi di praticità, presupponendo che tutte le barre d'armatura siano sollecitate nella stessa maniera, è stato scelto un tondo d'angolo (Fig. 5).



Fig. 5 - Prove per la determinazione della tensione

Il tondino in questione, a causa della sua posizione, è sollecitato con uno sforzo di trazione di cui si vuole determinare l'entità in termini di sollecitazione unitaria.

La metodologia usata per la prova consiste nel misurare le variazioni di deformazione del tondino mentre si procede al taglio dello stesso. Per misurare tali variazioni si sono incollati degli strain gauges direttamente sul tondino d'acciaio.

Il taglio del tondino d'acciaio è stato eseguito utilizzando una normale troncatrice con disco abrasivo. Per limitare gli effetti del riscaldamento del tondino, a causa dell'operazione di taglio, si è proceduto incidendo inizialmente il tondino per 1 mm circa. A questo punto, sono state eseguite successive misurazioni sino alla stabilizzazione delle letture; quindi si è proceduto con i

passi successivi, con un ulteriori piccoli tagli e ulteriori letture.

La prova non comporta necessariamente il taglio completo del tondino poiché non ha senso continuare a ridurre la sezione resistente se la deformazione non varia ulteriormente. In questo caso, la prova è stata terminata prima di tagliare completamente il tondino.

Questo metodo è attualmente il più affidabile ed il più preciso, oltre ad essere di rapida esecuzione. Richiede però l'utilizzo di una specifica apparecchiatura elettronica per il condizionamento del segnale e di un apposito data logger per la memorizzazione delle letture.

Una tale metodologia, con l'automazione dei rilevamenti, esclude la possibilità di errori occasionali di misura pur mantenendo un'elevatissima sensibilità e precisione nelle letture.

I valori di tensione rilevati sui ferri d'armatura sono stati:

985 kg/cm² per l'area MC5

826 kg/cm² per l'area MC13

Normalmente questo tipo di materiale può portare carichi tensionali (σ_{amm}) fino a circa 1600 kg/cm². Comunque questi dati devono essere sottoposti alla valutazione definitiva di un ingegnere strutturista coinvolto nel progetto di ripristino della struttura.

E' bene notare che gli estensimetri, montati sulla barra dal lato opposto dalla trave del punto di prova, non hanno evidenziato aumenti indicativi di carico a dimostrazione del fatto che, per il momento, in questa zona, non è ancora compromessa l'aderenza ferro-calcestruzzo.

Questi risultati, sommati all'aumentata sorveglianza derivante dal montaggio di due nuove stazioni di monitoraggio, garantiscono una certa tranquillità, almeno nell'immediato.

Ciò non toglie che per garantire un'ulteriore ed assoluta sicurezza sono stati previsti dei rinforzi in acciaio effettuati con placcaggi direttamente sulle travi ammalorate. Con l'adozione di questo sistema, si potrà pensare al fermo macchina solo quando la manutenzione sarà effettivamente necessaria.

6. CONCLUSIONI

Ormai incominciamo ad avvicinarci al 60° mese di monitoraggio continuo dell'impianto (unico caso in Italia di monitoraggio permanente effettuato per un così lungo periodo) e l'esperienza acquisita in questi anni non ha fatto che confermare la validità e l'efficacia di questo sistema di monitoraggio sia nella salvaguardia della vita umana, anticipando un eventuale collasso della struttura, che nel programmare gli interventi di ripristino, evitando il danno economico derivante dall'interruzione della produzione.

Infatti, nel ciclo produttivo della Montefibre, viene previsto annualmente il fermo macchina di tre, quattro unità operative. Il monitoraggio ha permesso di dirottare l'intervento di manutenzione su quelle macchine sotto le

quali la situazione del calcestruzzo era più a rischio; così facendo, l'interruzione della produzione non ha comportato danni economici dal momento che si è sfruttato il fermo macchina, comunque necessario, per l'intervento di ripristino del calcestruzzo.

Questa memoria è un esempio dei vantaggi che un sistema di monitoraggio di questo tipo può apportare anche nell'ambito di una struttura già esistente necessitante di ripristino.

Ciò vuole essere anche da spunto per altre applicazioni altrettanto vincenti. Pensiamo a quale potrebbe essere il vantaggio di monitorare una struttura sin dalla sua messa in opera. Valutiamo l'impatto economico che potrebbe avere l'esecuzione di grandi opere in C.A. e C.A.P. che prevedano, già in fase di progetto, l'introduzione di un sistema di questo tipo; a fronte di un piccolo investimento iniziale, viadotti, ponti, silos e quant'altro potrebbero essere controllati in tempo reale senza dispendiosi e difficoltosi interventi che spesso implicano il blocco del traffico, lo stop alla produzione etc. con le pesanti conseguenze che possiamo immaginare.

Non a caso, anche l'ACI (American Concrete Institute) sta promuovendo il monitoraggio quale sistema da adottare nell'ambito del Controllo della Qualità e della sicurezza delle strutture.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] D. Almesberger, M. Tonicic, A. Rizzo, L. Sartore – 1997 – Diagnosi del degrado delle strutture in cemento armato nel reparto della filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Estratto dal volume degli Atti delle giornate AICAP '97
- [2] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.01.1998 al 30.06.1998
- [3] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.07.1998 al 31.12.1998
- [4] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.01.1999 al 30.06.1999
- [5] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.07.1999 al 31.12.1999
- [6] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.01.2000 al 30.06.2000

- [7] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.07.2000 al 31.12.2000
- [8] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.01.2001 al 30.06.2001
- [9] Relazione Tecnica – Monitoraggio delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della Montefibre a Marghera (VE) – Periodo di monitoraggio dallo 01.07.2001 al 31.12.2001
- [10] Relazione Tecnica – 2000 - Stabilimento di filatura acrilica Montefibre – Marghera – Prove per la determinazione della tensione nei ferri d'armatura delle travi del solaio
- [11] W. Czernin – 1960 – La chimica del cemento, Bauverlag
- [12] Adam M. Neville – 1980 – Le proprietà del calcestruzzo, Manuali Sansoni
- [13] Mario Collepardi – 1980 – Scienza e tecnologia del calcestruzzo, Ulrico Hoepli Milano
- [14] D. Almesberger, A. Rizzo – 1993 – Monitoraggio e sorveglianza delle grandi opere in C.A. e C.A.P. con sistemi automatici di acquisizione e trasmissione dati in tempo reale – Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP '93
- [15] D. Almesberger, I. Smotlak – 1991- Applicazione dei C.N.D. nella diagnosi e nel controllo della qualità delle costruzioni in C.A. e C.A.P.. Metodologie ed esperienze - Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP '91
- [16] 1998 - Lea's chemistry of cement and concrete, Peter C. Hewlett

MODELLAZIONE DI TUBI IN POLIMERO FIBRO RINFORZATO RIEMPITI DI CALCESTRUZZO

Alessandra Aprile¹, Andrea Benedetti², Alessio Colombi¹

¹ Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara, Via Saragat 1, Ferrara - Italy.

² Dipartimento DISTART, Università di Bologna, Viale Risorgimento 2, Bologna - Italy.

SOMMARIO

Lo scopo della nota è quello di presentare una interpretazione numerica del comportamento flessionale sperimentale di un elemento strutturale di nuova concezione e di proporre per esso un metodo di progetto semplice [2, 6]. L'elemento in esame è realizzato con tubi di materiale composito fibrorinforzato con fibra di vetro (G-FRP) riempiti di calcestruzzo ad alta resistenza. Tali tubi sono oggetto di studio presso centri di ricerca canadesi e statunitensi, ove sono state avanzate proposte di impiego per la realizzazione di travi di lunga campata per passerelle pedonali e cavalcavia autostradali [4, 8].

SUMMARY

The aim of this paper is to give a numerical interpretation of the experimental behavior in flexure of a new structural element and to introduce a simple design method [2, 6]. The considered element consists of a cylindrical glass fiber reinforced (G-FRP) tube filled with high strength concrete. Several U.S. and Canadian universities are studying this innovative structural element for use in pedestrian and road bridges [4, 8].

1. INTRODUZIONE

L'elemento strutturale ibrido considerato nello studio è costituito da tubi di polimero fibrorinforzato con fibre di vetro di tipo E (GFRP) e matrice di poliestere, riempiti di calcestruzzo ad alta resistenza. L'elemento viene così concepito allo scopo di associare all'ottima resistenza a trazione del tubo di composito la resistenza a compressione del conglomerato cementizio. Il sistema, di recente ideazione, ha trovato le prime applicazioni nella realizzazione di prototipi di passerelle pedonali e di viadotti autostradali [4, 8].

Il tubo a base di fibre vetrose viene prodotto con la tecnica del *filament winding*, che si è dimostrata un processo efficiente ed economico per la costruzione di sistemi tubolari in materiale composito. L'accoppiamento dei due materiali permette al GFRP di confinare il calcestruzzo, in modo da aumentarne la resistenza a compressione non confinata e la duttilità [9], ed al riempimento di calcestruzzo di evitare fenomeni di instabilità locale della sezione vuota e di limitarne l'ovalizzazione [2]. Inoltre, il guscio di composito protegge il nucleo di conglomerato cementizio dall'aggressione di agenti chimici, umidità e altri possibili fattori ambientali. La possibilità di disporre le fibre in diverse direzioni permette ai progettisti di ottenere le proprietà meccaniche

desiderate, nei limiti di prestazione dei materiali utilizzati. L'uso del guscio di GFRP consente, infine, di avere una cassaforma permanente in sito ed un rinforzo a taglio ed a flessione.

Tutti questi aspetti vantaggiosi, tipici dei sistemi costruttivi ibridi, consentono un cospicuo risparmio dei tempi di costruzione, che si traducono in un abbassamento dei costi. Inoltre, consentono di ridurre il peso proprio attraverso una diminuzione delle sezioni mantenendo pari prestazioni rispetto alle strutture tradizionali o, a parità di sezione, di aumentare la capacità portante. Tuttavia, occorre considerare che la risposta strutturale evidenziata sperimentalmente è caratterizzata da considerevoli scorrimenti interni che si manifestano a più riprese, oltre il carico di prima fessurazione fino alla rottura del guscio in composito, mostrando così un comportamento di tipo pseudo-ductile di difficile interpretazione.

Nella presente memoria verranno illustrati alcuni risultati sperimentali ottenuti presso centri di ricerca canadesi e statunitensi [4,8] e verrà presentato un modello numerico interpretativo agli elementi finiti sviluppato al fine di identificare il comportamento e le modalità di rottura dei prototipi provati in laboratorio [6]. Verrà infine introdotto un criterio di progetto che consente di effettuare la verifica a flessione delle travi ibride in maniera semplice ed efficace.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE CONDOTTO

Nel programma sperimentale condotto presso l'Università di Manitoba sono state studiate otto travi, alcune soggette a pura flessione ed altre sollecitate con un carico eccentrico per caratterizzarne il comportamento a presso-flessione [4]. I risultati considerati in questo articolo si riferiscono alle sole prove di pura flessione. In particolare, vengono prese in esame due travi, indicate in seguito con le sigle 1a ed 1b, sottoposte ad una prova di flessione a quattro punti per azione di un carico statico. Le prove sperimentali hanno evidenziato il comportamento meccanico del sistema costruttivo ibrido e consentito di caratterizzare la risposta dei materiali.

Le caratteristiche costruttive del tubo di polimero fibrorinforzato sono descritte nella tabella 1. Nella tabella 2 sono invece riportati alcuni dati relativi alle travi considerate.

Diametro [mm]	942
Spessore [mm]	10.06
Tipo di materiale	GFRP
Numero di strati	7
Sequenza di assemblaggio	[34/-34/86/34/-34/34/-34]
Fibra/Matrice	Vetro E/Poliestere

Tabella 1: Caratteristiche del tubo di composito

Trave n.	1a, 1b
Numero di travi provate	2
Luce campata [m]	10.4
Distanza tra i carichi [m]	1.5
Tipo di sezione trasversale	circolare
Resistenza a compressione del conglomerato: f_c [MPa]	58

Tabella 2: Caratteristiche delle travi

Come si è detto, le travi sono state testate con una prova di flessione a quattro punti, applicando due carichi concentrati in modo simmetrico, ad una distanza relativa di 1.5 m per formare una zona centrale di pura flessione. I provini sono stati semplicemente appoggiati su due carrelli di estremità, a loro volta sostenuti da due profilati a doppio T di acciaio. Ciascuna trave è lunga 11 m ed i due carrelli hanno l'asse posto a 30 cm dal bordo del tubo (di conseguenza la luce netta risulta di 10.4 m). La configurazione della prova con l'indicazione delle zone di frattura riscontrate è mostrata in figura 1.

Il comportamento carico-spostamento rilevato in mezzeria è mostrato nella figura 2. Il carico di limite elastico è circa lo stesso per entrambe le travi e risulta

pari approssimativamente a 240 kN. La freccia in mezzeria è fornita dalla strumentazione. Si può notare che la prova è stata portata ben oltre la soglia elastica, fino ad ottenere la rottura del composito con un carico di 800 kN circa.

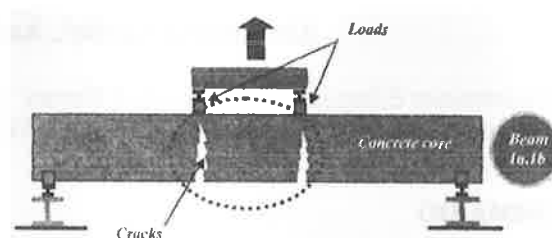


Figura 1: Configurazione schematica della prova [4]

Il comportamento leggermente differente tra le due travi è imputabile probabilmente alle inevitabili imperfezioni di fabbricazione ed all'influenza locale della fessurazione. Infatti, i repentini abbassamenti di carico, evidenti a partire da un valore di circa 240 kN, segnalano marcatamente gli scorrimenti che avvengono tra nucleo e guscio per effetto della fessurazione.

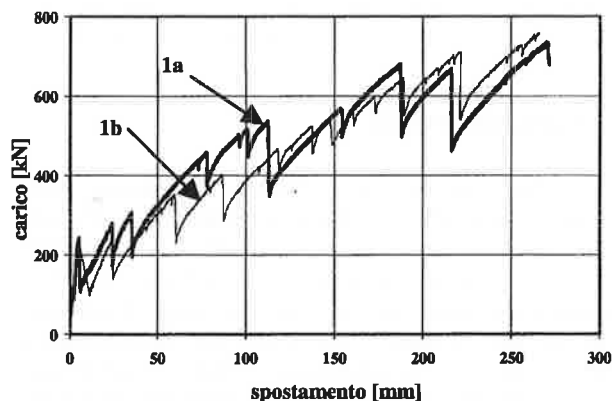


Figura 2: Diagramma carico-spostamento [4]

3. GLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATI

Il modello numerico interpretativo è stato sviluppato con il codice di calcolo ANSYS® [6], [1]. Tale programma consente di avvalersi di elementi finiti appositamente studiati per modellare i materiali compositi; consente inoltre, se pure con numerosi limiti, l'utilizzo di un modello di materiale fratturante per la simulazione del calcestruzzo. E' stata oggetto di studio anche la modellazione del contatto tra i due materiali. Tuttavia, la complessa non linearità del problema, unita alla geometria non standard del modello, ha creato severi problemi di convergenza

numerica. Per questa ragione è stato necessario elaborare più modelli meccanici elastici semplici, da utilizzare in successione, per fornire un'interpretazione dei risultati sperimentali.

Per modellare il tubo di materiale composito è stato utilizzato l'elemento di guscio SHELL91, elemento ad otto nodi dotati di sei gradi di libertà ciascuno; con questo elemento, ANSYS® consente di definire fino a 16 layers, per i quali occorre fornire lo spessore (che può essere diverso strato per strato), le proprietà del materiale (assunto ortotropo nel piano dell'elemento), e la direzione delle fibre.

Per modellare il nucleo di calcestruzzo è stato usato l'elemento brick SOLID65 3-D (Reinforced Concrete Solid) a 8 nodi, ciascuno dei quali è dotato di tre gradi di libertà (le sole traslazioni lungo gli assi del riferimento); l'elemento SOLID65 supporta deformazioni plastiche, creep e, soprattutto, rottura per trazione (*cracking*) nelle tre direzioni ortogonali e rottura per compressione (*crushing*). Nei modelli elastici semplificati sono state inibite queste ultime due possibilità.

Nell'ipotesi di completa solidarietà tra guscio e nucleo, vale a dire trascurando l'eventualità di scorrimenti all'interfaccia dei due elementi strutturali, si sono utilizzati degli elementi BEAM elastici e tridimensionali per simulare il contatto tra le due superfici. L'elemento di collegamento BEAM è pensato come un elemento prismatico a sezione rettangolare di area pari all'area di influenza che compete mediamente ad ogni nodo della mesh.

Le proprietà meccaniche del materiale assegnate agli elementi utilizzati per modellare il nucleo della trave ed il contatto all'interfaccia, sono quelle del conglomerato cementizio impiegato e vengono riportate nella tabella 3.

$E_c = 38.4 \text{ GPa}$	$\nu_c = 0.18$
$G_c = 16.3 \text{ GPa}$	$\rho_c = 24.60 \text{ kN/m}^3$
$f_c = 58 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 4.5 \text{ MPa}$

Tabella 3: Proprietà elastiche e meccaniche del calcestruzzo assegnate [6]

Le proprietà del tubo in materiale composito sono state ricostruite a partire dalle proprietà delle fibre di vetro e della matrice in poliestere costituenti; da queste proprietà e dai dati geometrici riportati in tabella 1, si sono ottenute le proprietà elastiche del composito impiegando la teoria classica della lamina [7]. Poiché il guscio è sottoposto ad uno stato piano di sollecitazione, le costanti elastiche del materiale, nella direzione ortogonale alla superficie dell'elemento, vengono assunte trascurabili rispetto a quelle nella direzione dell'asse del cilindro e nella direzione tangenziale. Al fine di verificare le condizioni di rottura di una lamina

di composito, a causa dell'applicazione di un generico stato tensionale, ANSYS® consente l'uso di tre predefiniti criteri di rottura che sono: criterio della massima deformazione, criterio della massima tensione, criterio di Tsai-Wu. Essendo criteri per materiali ortotropi, essi richiedono l'inserimento delle tensioni o delle deformazioni di rottura in tutte le direzioni del riferimento locale del singolo strato. Nella modellazione eseguita è stato scelto il criterio di rottura di Tsai-Wu. I parametri di resistenza richiesti sono riferiti alla singola lamina costituente il laminato, e sono stati ricavati secondo le formule classiche presenti in letteratura [7]. Le proprietà meccaniche assegnate agli elementi del guscio sono riassunte nella tabella 4.

$E_x = 41.22 \text{ GPa}$	$\sigma_{x1}^f = F_{11} = 629.75 \text{ MPa}$
$E_y = 13.37 \text{ GPa}$	$\sigma_{xc}^f = -F_{1c} = -408.1 \text{ MPa}$
$G_{xy} = 3.81 \text{ GPa}$	$\sigma_{y1}^f = F_{21} = 32.35 \text{ MPa}$
$\nu_{xy} = 0.365$	$\sigma_{yc}^f = -F_{2c} = -32.35 \text{ MPa}$
$\nu_{yx} = 0.118$	$\sigma_{xy}^f = F_{6} = 89 \text{ MPa}$

Tabella 4: Proprietà elastiche e meccaniche del materiale composito assegnate [6]

4. GEOMETRIA DEL MODELLO NUMERICO

Come detto, la trave cilindrica è appoggiata su due carrelli ed è caricata con due forze concentrate simmetriche in campata. Le prove sperimentali sono state condotte in controllo di spostamento, quindi anche nel modello numerico si è proceduto applicando uno spostamento in corrispondenza del punto di azione dei martinetti di prova.

Per via della geometria della sezione, della modalità di vincolo e di applicazione del carico, la trave risulta doppiamente simmetrica. Pertanto, al fine di alleggerire l'onere computazionale, si è proceduto modellando soltanto un quarto di trave. Il sistema di riferimento globale è costituito da un asse z diretto secondo l'asse del cilindro, da un asse y verticale e diretto verso l'alto e da un asse x orizzontale e diretto in verso tale da formare una terna destrorsa. Si è assunto come origine del sistema di riferimento il punto medio dell'asse cilindrico.

Il guscio di materiale composito è modellato con un tubo cilindrico avente raggio esterno 471 mm e spessore costante di 10.06 mm; il nucleo è modellato con un cilindro di raggio pari a 459.94 mm, in modo da mantenere una distanza tra la superficie esterna del nucleo e quella interna del tubo pari a 1 mm, allo scopo di inserire gli elementi di contatto tra i nodi delle due mesh. Sulla sezione, la mesh è stata costruita in modo da dividere il semicerchio in 16 parti uguali. Inoltre, la mesh è stata concepita più densa longitudinalmente in

prossimità dell'applicazione del carico e dell'appoggio.

L'appoggio della trave è stato simulato bloccando gli spostamenti tangenziali e radiali di tre nodi all'intradosso del tubo appartenenti alla sezione posta a trenta centimetri dall'estremità; data la simmetria questo significa costruire una sella di appoggio che sottende un angolo al centro di 45° . Il punto di applicazione dello spostamento verticale nel tempo è invece posto all'estradosso del tubo a 75 cm dal piano di simmetria x-y. I vincoli di simmetria del piano x-y consistono nel bloccare gli spostamenti nodali lungo z, e le rotazioni attorno agli assi x e y per gli elementi dotati di rotazioni nodali. I vincoli di simmetria del piano y-z, consistono nel bloccare le traslazioni lungo l'asse x e le rotazioni attorno agli assi y e z.

5. IL MODELLO NON LINEARE

In questo modello è stata attivata la legge di comportamento non lineare dell'elemento SOLID65 per osservarne la risposta a rottura.

La geometria ed i vincoli sono già stati descritti precedentemente; lo spostamento assegnato viene incrementato linearmente fino a 250 mm in 10^4 secondi. La simulazione numerica ha perso convergenza in corrispondenza di un abbassamento imposto di 10.5 mm circa, probabilmente a causa della perdita di equilibrio nell'elemento SOLID65 una volta fratturato il nucleo di calcestruzzo. L'intervallo simulato ha fornito comunque dei risultati di interesse. Il comportamento carico-spostamento ottenuto è riportato nella figura 3.

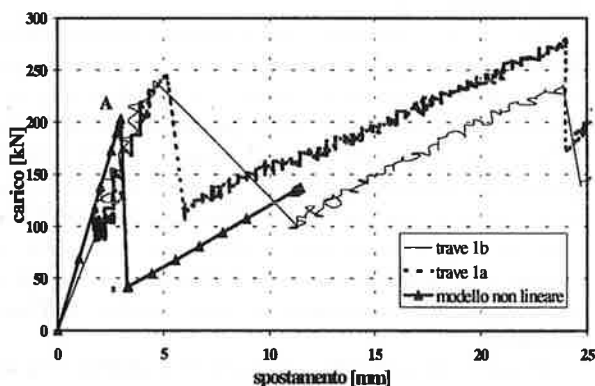


Figura 3: Diagramma carico-spostamento ottenuto con il modello non lineare [6]

L'andamento ricavato è in buon accordo con quello sperimentale; si osserva un tratto iniziale elastico, leggermente più rigido di quello reale. Nel punto A di figura 3 si raggiunge il limite a rottura per trazione del calcestruzzo; ne consegue la formazione di una sezione

fratturata che, innescando un meccanismo, provoca un repentino calo del carico. Dopo questa zona di transizione, l'andamento della curva riprende con una pendenza minore, del tutto simile a quella ricavata sperimentalmente. Il limite elastico viene raggiunto dal modello in corrispondenza di un carico applicato pari a 200 kN circa, molto prossimo ai 240 kN forniti dalle prove sperimentali.

Nella figura 4 sono indicate con cerchi le fratture sviluppate in corrispondenza del punto A indicato in figura 3. La frattura maggiore si trova nella mezzeria della trave; questo risultato non si accorda con le osservazioni sperimentali che situano la frattura più importante sotto il punto di applicazione del carico. Nella figura 4 si osserva inoltre la posizione dell'asse neutro fornita dal modello in condizioni rottura; esso è posto a 120 mm circa dall'estremo superiore della trave.

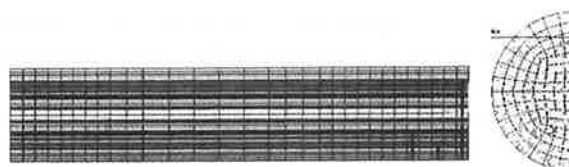


Figura 4: Distribuzione delle fratture nel nucleo di conglomerato [6]

Il modello non lineare simula molto bene la parte iniziale della risposta ottenuta in laboratorio, con un primo tratto elastico seguito da una caduta di carico ed una ripresa della risposta con una pendenza minore; i severi problemi di convergenza, però, non consentono di analizzare una storia di carico sufficientemente ampia. Si è proceduto quindi con l'elaborazione di diversi modelli elastici semplici con i quali interpretare per tratti il comportamento rilevato sperimentalmente.

6. IL MODELLO SEMPLIFICATO

Nel seguito sono descritti i modelli numerici parziali elaborati con lo scopo di riprodurre a tratti il complesso comportamento carico-deformazione rilevato con le prove effettuate.

Osservando la risposta sperimentale riportata in figura 2, è possibile individuare quattro campi all'interno dei quali, a parte i bruschi cali di rigidità, il diagramma è quasi rettilineo e mostra una pendenza media costante (figura 5). Pertanto, in via approssimata, all'interno di ogni campo il comportamento strutturale può essere descritto come elastico. Si è così individuata una possibile interpretazione del comportamento meccanico della trave per mezzo di una sequenza di modelli elastici. Tale interpretazione è stata riportata nella figura 6.

Il primo modello elaborato (*modello 1*) riproduce il tratto iniziale della curva carico-spostamento che rappresenta il comportamento elastico dell'elemento strutturale. Poiché l'apparato di prova usato in laboratorio imponeva nel punto di applicazione un abbassamento di 1.5 mm al minuto, nel modello numerico si è imposto uno spostamento verticale con la stessa velocità di deformazione. La geometria del modello e le proprietà del materiale sono già state descritte in precedenza; per avere una risposta elastica, è stata inibita la possibilità di cracking e crushing dell'elemento SOLID65.

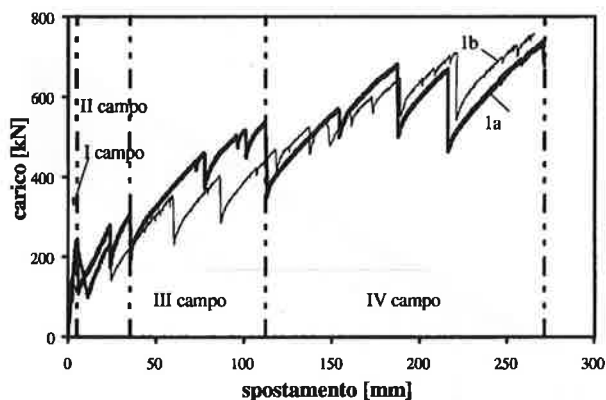


Figura 5: Campi della risposta carico-spostamento a pendenza media uniforme

Con questo modello si è seguito il tratto elastico della trave fino alla deflessione di 3 mm, che corrisponde ad un carico applicato di 200 kN rispetto ai 240 kN rilevati in laboratorio, in corrispondenza della quale il calcestruzzo raggiunge la tensione di rottura a trazione (4.5 MPa). Questo valore di deflessione corrisponde quindi al carico di prima fessurazione della trave e costituisce il limite superiore del *modello 1*. La retta ottenuta ha una pendenza leggermente superiore a quella sperimentale; il modello risulta quindi di poco più rigido della trave reale.

Il valore del momento di prima fessurazione valutato numericamente è di circa 450 kNm. Dalle prove condotte in laboratorio risulta che per un momento di 450 kNm la posizione dell'asse neutro è di circa 230 mm a partire dall'estremo superiore del nucleo. I rapporti tra le tensioni dei due elementi strutturali risultano pari al rapporto tra i moduli elastici, in accordo all'ipotesi di completa solidarietà tra i materiali.

Una volta oltrepassato il limite superiore del primo modello, nel nucleo si è raggiunta la tensione di rottura a trazione e pertanto è necessario considerare un secondo modello (*modello 2*) nel quale tutta la parte di sezione sotto l'asse neutro, nella zona compresa tra il carico ed il piano di simmetria, risulta fessurata. Allo

scopo di simulare l'influenza di tale fessurazione, nel modello numerico, in corrispondenza del tratto a momento costante, agli elementi di calcestruzzo collocati in zona tesa è stata assegnata una rigidità pari ad un millesimo di quella assegnata agli elementi collocati in zona compressa. La figura 7 mostra in scuro tali elementi a rigidità ridotta.

Con il *modello 2* è possibile simulare il comportamento della trave fratturata in modo diffuso nella parte compresa tra punti di applicazione dei carichi, supponendo che sopra l'asse neutro il calcestruzzo rimanga reagente in quanto integro. Nella zona che è indicata come secondo campo nella figura 5, a meno degli scorrimenti anelastici, la pendenza dei tratti delle curve sperimentali è sostanzialmente quella presentata dal modello elaborato, che quindi simula abbastanza bene la formazione di una zona centrale danneggiata con la conseguente riduzione di rigidità complessiva del sistema (fig. 6).

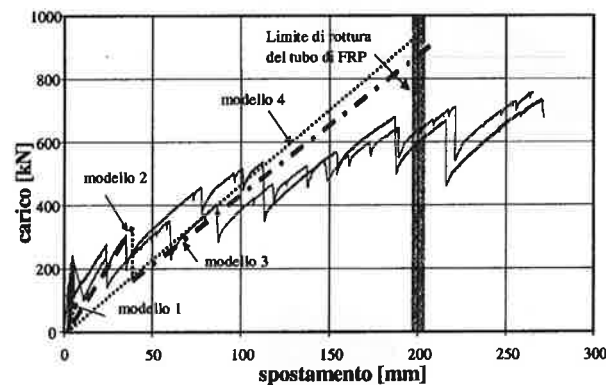


Figura 6: Interpretazione proposta [6]

In corrispondenza di un abbassamento imposto di 40 mm, nella zona centrale della trave viene raggiunta la resistenza a rottura per compressione del calcestruzzo. Inoltre, in questo tratto di trave, all'intradosso del calcestruzzo considerato reagente si rilevano forti tensioni di trazione che inducono un innalzamento dell'asse neutro.

Una volta che il calcestruzzo si danneggia in compressione è il tubo di GFRP a sostenere l'incremento di carico. Con questo abbassamento imposto si raggiunge quindi il limite superiore del *modello 2*, oltre il quale esso perde di significato. Per incrementi di spostamento successivi occorre pertanto passare al *modello 3*, che simula tutta la zona compresa tra i punti di applicazione del carico come completamente degradata. In figura 8 è mostrata la geometria del *modello 3*, con evidenziate in scuro le zone a rigidità ridotta.

Il *modello 3* riesce a riprodurre abbastanza bene l'andamento della risposta sperimentale fino ad una deflessione pari a 180 mm circa, anche se da 120 mm

sovrastima leggermente la rigidità complessiva. In particolare, la pendenza del diagramma carico-spostamento fornito dal modello 3 è pressoché coincidente con quella dei tratti sperimentali dei campi 3 e 4 compresi fra successive deformazioni anelastiche (fig 6). Tuttavia, si nota che la rigidità globale del sistema viene abbattuta per effetto degli scorrimenti tra guscio e nucleo, mentre il modello numerico, che si fonda sull'assunzione di completa solidarietà tra i due elementi strutturali, mantiene costantemente la stessa rigidità.

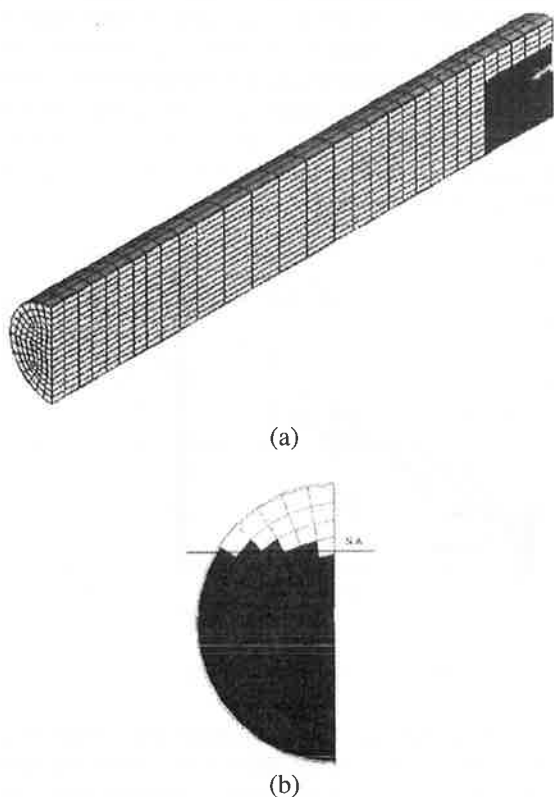


Figura 7: (a) Mesh del *modello 2*, (b) Sezione con indicazione della posizione dell'asse neutro [6]

Il comportamento sperimentale può essere delimitato inferiormente da un'estensione del *modello 2* nella quale si prevede una diffusione della fessurazione per tutta la lunghezza della trave. Nel *modello 4* tale modalità di danneggiamento viene simulata riducendo il modulo elastico della parte di calcestruzzo al di sotto dell'asse neutro lungo tutta la trave di tre ordini di grandezza. Il *modello 4* viene rappresentato nella figura 9, nella quale gli elementi a rigidità ridotta sono rappresentati in scuro.

Si tratta di un comportamento limite che non corrisponde all'evidenza sperimentale, ma i risultati da esso forniti, rappresentati in termini di curva carico-spostamento, poco si discostano dai risultati forniti dal

modello 3 (figura 6). Ciò significa che la rigidità dei due modelli è sostanzialmente la stessa e pertanto la reale estensione del tratto fessurato al di là delle sezioni caricate è un dato poco influente in termini di comportamento globale.

Le analisi numeriche svolte fanno quindi comprendere che il comportamento della struttura è chiaramente individuabile e può essere simulato in media con modelli semplici, anche se sussiste l'impossibilità di cogliere e definire gli scorrimenti anelastici e i parametri che ne governano l'insorgenza e l'evoluzione.

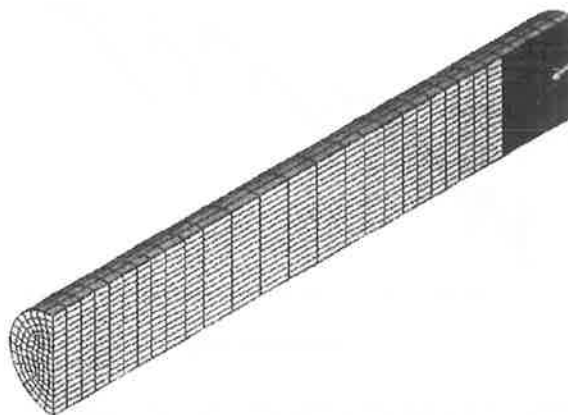


Figura 8: Mesh del *modello 3* [6]

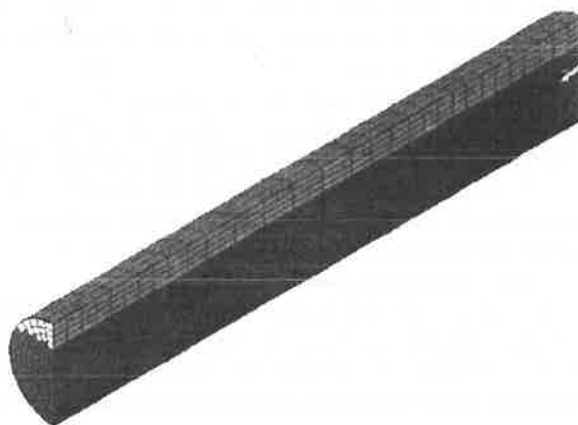


Figura 9: Mesh del *modello 4* [6]

Sono state esplorate numericamente differenti combinazioni di modelli di danneggiamento discretizzato del calcestruzzo. I risultati di tali analisi si sono poco discostati da quelli illustrati, dimostrando la validità di un approccio semplificato al problema.

In conclusione, l'impiego di diversi modelli elastici semplici in serie permette di simulare efficacemente,

come mostrato, buona parte della risposta meccanica della trave e di coglierne gli aspetti salienti. Al contrario, l'utilizzo di modelli non lineari non consente una modellazione completa della risposta a causa dei severi problemi di convergenza rilevati. Inoltre, dal punto di vista computazionale, il modello non lineare esteso solo al primo campo richiede circa dieci volte il tempo di elaborazione necessario per una sola analisi elastica.

In conclusione, per problemi complessi e con geometrie non standard come quello considerato, l'impiego di modelli numerici nonlineari, anche sofisticati e completi come quelli contenuti in ANSYS®, può risultare assai problematico e limita l'impatto progettuale di tali tecniche avanzate.

7. ALCUNE CONSIDERAZIONI SUI MODELLI NUMERICI PROPOSTI

7.1 Determinazione della rottura del composito

Si consideri il *modello 3*, il quale interpreta la parte finale della curva carico-spostamento ottenuta in laboratorio. Analizzando lo stato del tubo di composito si può osservare che durante il processo di carico esistono zone localizzate che risultano danneggiate anche se questo non corrisponde necessariamente alla rottura del tubo. Il programma di calcolo utilizzato può definire il criterio di rottura assegnato per gli elementi in composito, sia strato per strato, sia complessivamente omogeneizzando i vari strati tra loro. Ovviamente, qualora si definiscano i vari strati costituenti il composito, occorre definire un numero minimo di strati soddisfacenti il criterio di rottura che corrisponde alla rottura del laminato nel suo complesso.

Nella figura 6 la rottura del tubo è riferita alla deflessione di 200 mm nel diagramma carico-spostamento del *modello 3*, in quanto a questo livello di sollecitazione il numero di strati in cui il criterio di Tsai-Wu risulta verificato è maggiore del 50% del totale. Il carico di rottura così individuato risulta superiore di circa il 6% di quello rilevato sperimentalmente.

7.2 Confronto delle tensioni di aderenza

La figura 10 mostra un confronto tra gli andamenti delle massime tensioni tangenziali longitudinali (tensioni di aderenza) che si sviluppano nella zona di intradosso, all'interfaccia tra nucleo di calcestruzzo e guscio di composito, valutate impiegando i diversi modelli sviluppati. Nella figura, oltre ai risultati forniti dai modelli 2 e 3 precedentemente illustrati, vengono riportati quelli dei modelli 5 e 6, che sono basati

sull'ipotesi di danneggiamento del calcestruzzo, sia in trazione che in compressione, nell'intorno della zona di applicazione del carico.

Si osserva che le tensioni ricavate con il *modello 1* sono del tutto trascurabili rispetto a quelle ricavate con altri modelli. Infatti, come è noto, le tensioni di aderenza si localizzano all'atto della fessurazione, o in presenza di discontinuità della sezione, dando luogo a picchi tensionali di entità non trascurabile. Le massime tensioni di aderenza vengono rilevate con i modelli a danneggiamento concentrato (5 e 6), e raggiungono un valore di picco pari a 1.7 MPa nella zona di applicazione del carico. Al contrario, i modelli a danneggiamento diffuso (2 e 3) esibiscono valori di picco molto più contenuti. In effetti, all'estendersi della zona di danneggiamento, si verifica una redistribuzione delle tensioni tangenziali con una conseguente attenuazione del valore di picco.

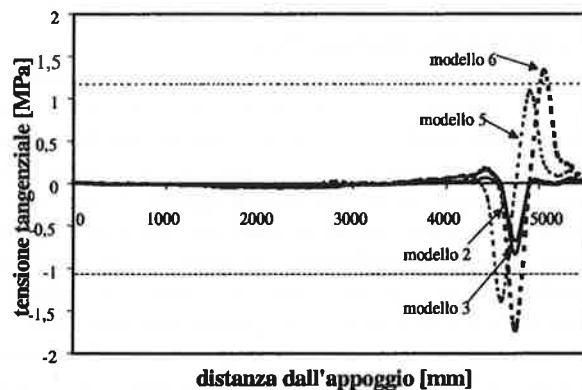


Figura 10: Tensioni massime di aderenza ricavate impiegando diversi modelli [6]

La valutazione dell'attrito di primo distacco tra calcestruzzo e composito risulta difficoltosa e richiederebbe la realizzazione di una campagna di prove sperimentali apposite. Le prove andrebbero eseguite su tubi di G-FRP riempiti di conglomerato cementizio, sottoposti ad una pressione assiale sul riempimento fino allo scorrimento rispetto al tubo. Studi di questo tipo sono in corso presso alcune istituzioni canadesi ma, allo stato attuale, agli autori non sono note pubblicazioni in merito.

Anche se non è stato impiegato alcun prodotto specifico per aumentare l'aderenza dei due materiali, la superficie del tubo è naturalmente scabra e consente un leggero ingranamento con il riempitivo; inoltre il calcestruzzo, vibrato durante la fase di getto in pressione per limitare la presenza di vuoti all'interfaccia, è stato addizionato con un agente espansivo per garantire una maggiore pressione di contatto con il tubo.

A scopo di confronto, nella figura 10 è stato delimitato il campo che corrisponde al valore presunto della tensione di aderenza, assunto come frazione della resistenza per aderenza di barre di armatura metalliche (Eurocodice 2 [5]) con il seguente criterio:

$$f_{cb} = \beta f_{ct}, \quad (1)$$

ove f_{ct} è la resistenza a trazione del conglomerato e β è un coefficiente da valutare per via sperimentale. Assumendo indicativamente $\beta = 0.25$ si ottiene $f_{cb} = 1.13$ MPa.

Come si osserva in figura, con il valore assunto dall'aderenza, vengono rilevati scorrimenti soltanto con i modelli a danneggiamento concentrato. Il problema merita certamente ulteriori approfondimenti, qualora si voglia modellare il contributo fornito dagli scorrimenti anelastici al comportamento globale della trave.

8. CRITERI DI PROGETTO

Dal punto di vista progettuale, è necessario identificare quali sono le prestazioni dell'elemento strutturale in esercizio e in condizioni di rottura. Per quanto esposto finora, nel caso in oggetto risulta chiaro come il comportamento in esercizio sia quello della trave integra, totalmente reagente, con perfetta solidarietà tra nucleo tubo. In condizioni ultime, invece, il comportamento è guidato dal solo tubo in composito che mantiene le sue prestazioni flessionali grazie al riempimento di conglomerato non più reagente. Le basilari ipotesi di progetto possono dunque essere definite in maniera semplice, valutando le rigidzze elastiche della trave nelle due condizioni e definendo il livello di carico critico per ognuna di esse.

Allo scopo di ottenere i parametri geometrici, è utile introdurre il seguente coefficiente di omogeneizzazione n , definito sfruttando l'ipotesi di completa solidarietà tra i due materiali:

$$n = \frac{E_{FRP}}{E_c} \cong 0.48. \quad (2)$$

$E_c = 38.4$ GPa è il modulo elastico del calcestruzzo, stimato a partire dalla resistenza caratteristica a compressione (Eurocodice 2 [5]); $E_{FRP} = 18.4$ GPa è il modulo elastico del laminato in direzione longitudinale, ricavato per omogeneizzazione delle proprietà meccaniche dei singoli strati, tenuto conto dell'orientazione delle fibre, secondo la teoria classica della lamina [7].

Facendo ora riferimento al comportamento in esercizio, è possibile individuare il primo tratto del diagramma momento-curvatura della sezione (fase I). In tale fase, essendo la sezione interamente reagente,

l'asse neutro risulta baricentrico della sezione integra ed il momento d'inerzia omogeneizzato è pari alla somma di quello del nucleo di calcestruzzo e di n volte quello del tubo di composito:

$$J'_{ci} = J_c + n \cdot J_{GFRP} = 0.0349 \cdot m^4 \quad (3)$$

Assegnato un generico livello di curvatura della sezione, il momento di fase I si ricava con la seguente espressione:

$$M' = \chi E_c J'_{ci}. \quad (4)$$

Tale comportamento risulta delimitato superiormente dal momento di prima fessurazione, valutato in corrispondenza del raggiungimento della resistenza a trazione del conglomerato:

$$M_{cr} = f_{cfk} \frac{J'_{ci}}{D_c/2} \cong 600 \cdot kNm \quad (5)$$

avendo assunto $f_{cfk} = 3.8$ MPa, resistenza caratteristica a trazione per flessione del calcestruzzo (Eurocodice 2 [5]), e $D_c/2 = 0.461$ m, distanza del lembo in trazione dall'asse neutro.

In modo del tutto analogo, considerando ora il comportamento a rottura, è possibile individuare il secondo tratto del diagramma momento-curvatura della sezione (fase II) valutando le caratteristiche inerziali e meccaniche del solo tubo esterno, che mantiene sezione circolare grazie al riempimento interno. In questa seconda e ultima fase, il momento d'inerzia omogeneizzato è costituito solo da quello del guscio di composito pesato con il coefficiente n :

$$J''_{ci} = n \cdot J_{GFRP} = 0.00139 \cdot m^4 \quad (6)$$

Assegnata la generica curvatura, il momento in fase II viene ricavato sfruttando l'eq. (4), avendo introdotto il momento d'inerzia della fase II. Infine, il limite superiore al modello viene imposto dalla condizione di rottura del tubo, per raggiunto limite della resistenza a trazione del composito. Pertanto, il momento ultimo dell'elemento strutturale viene così valutato:

$$M_u = f_{FRP_i} \frac{J''_{ci}}{n \cdot D_c/2} \cong 1515 \cdot kNm. \quad (7)$$

Il valore della resistenza a trazione del composito f_{FRP_i} è stato ricavato utilizzando il criterio di Tsai-Wu e supponendo che il laminato si rompa in corrispondenza della rottura della singola lamina, che ne innesca il cedimento (*first ply failure criterion*, [7]).

Superato il momento di prima fessurazione, la perdita di adesione e l'attrito tra il tubo in composito ed il calcestruzzo modifica il rapporto delle tensioni tra i due materiali (effetto noto come *tension stiffening*).

Anche se la geometria della trave rende il problema più complicato rispetto alla valutazione che viene fatta nel caso del calcestruzzo armato, in prima approssimazione si suppone che l'effetto di *tension stiffening* abbia un andamento analogo, ovvero decresca a partire dall'inizio della fessurazione fino ad esaurirsi a fine fessurazione.

La valutazione di tale contributo può quindi essere effettuata utilizzando l'espressione proposta nell'Eurocodice 2 [5], che fornisce l'evoluzione dell'effetto di *tension stiffening* negli elementi strutturali in c.a. soggetti a flessione:

$$\chi = \zeta \cdot \chi_{II} + (1 - \zeta) \cdot \chi_I \quad (8)$$

χ_I , χ_{II} sono i valori di curvatura calcolati rispettivamente in corrispondenza del momento di fessurazione, in fase I, e del momento ultimo, in fase II; inoltre, ζ viene definito come segue:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_u}{M} \right)^2 \quad (9)$$

ove β_1 e β_2 sono fattori che considerano le caratteristiche di aderenza delle due superfici, e le modalità di applicazione del carico; per superfici di contatto lisce e carico monotono si assumono $\beta_1 = 0.5$ e $\beta_2 = 1$. Infine, M_u è il momento ultimo (eq.7) ed M è il valore del generico momento in corrispondenza della curvatura χ . Con le eq. (8) e (9) viene interpretato il comportamento strutturale compreso tra le fasi I e II.

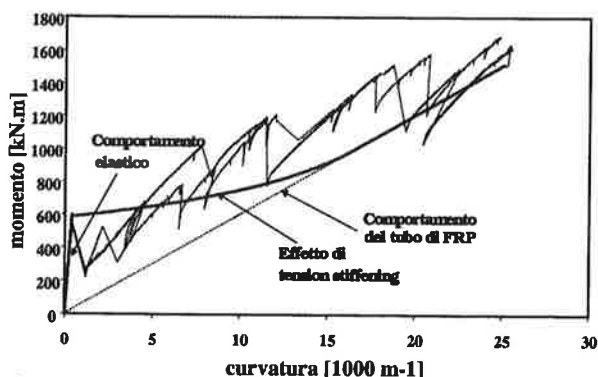


Figura 11: Diagramma momento-curvatura sperimentale e di progetto

Nella figura 11 vengono posti a confronto i diagrammi momento-curvatura sperimentali e quelli ricavati analiticamente secondo il metodo di progetto proposto. Come si osserva in figura, il comportamento elastico in fase I viene riprodotto perfettamente dal modello che fornisce un momento di fessurazione molto prossimo a quello sperimentale.

La risposta carico-spостamento è stata ottenuta a

partire da quella momento-curvatura utilizzando il principio dei lavori virtuali [3] e mettendo in conto la relazione momento-curvatura di progetto. Il diagramma calcolato è messo a confronto con quello ottenuto sperimentalmente nella figura 12.

Come si osserva dalla figura, la correlazione tra i due andamenti è buona e le forze corrispondenti alla fine della fase elastica ed alla rottura del composito sono rispettivamente di 270 kN e 680 kN circa, a fronte dei 240 kN e 730 kN sperimentali. L'errore commesso sulla valutazione di tali carichi è quindi molto contenuta, nell'ordine del 10%.

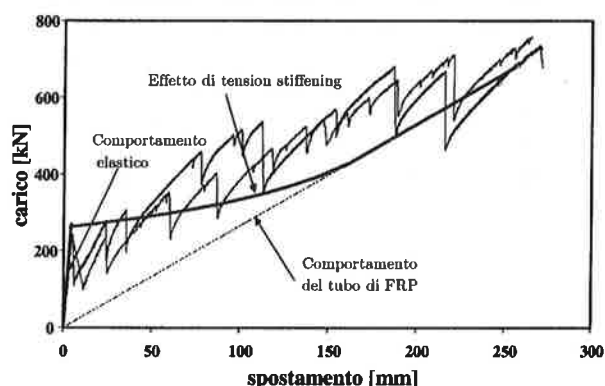


Figura 12: Diagramma carico-spостamento sperimentale e di progetto

9. CONCLUSIONI

Nella nota è stato presentato un nuovo sistema costruttivo che presenta notevoli potenzialità nel campo della realizzazione di viadotti e passerelle pedonali di media luce. Il sistema si caratterizza come promettente soluzione dal punto di vista della durabilità, ma necessita di approfondimenti per una adeguata comprensione del funzionamento statico.

Sulla base di esperimenti condotti recentemente in Canada, sono stati investigati possibili semplici modelli interpretativi in grado di cogliere il comportamento complessivo di questi elementi strutturali ibridi. Tuttavia, il comportamento sperimentale mostra ripetute fasi di scorrimento anelastico tra i due materiali che, allo stato attuale, non è stato possibile includere in un modello di tipo progettuale.

Dall'esame dei risultati discussi appare evidente che tale fenomeno introduce nel comportamento strutturale di questo sistema ibrido una notevole dissipazione di energia, che può essere interpretata come una sorta di pseudo-duttilità. Si comprende quindi che l'interpretazione di tale fenomeno è particolarmente importante, in quanto una nota carenza degli elementi strutturali in materiale composito è proprio l'assenza di duttilità che ne preclude lo sfruttamento ottimale.

Si intravedono quindi interessanti campi di prosecuzione della ricerca nella caratterizzazione del legame di scorrimento composito-calcestruzzo e nello studio di tubi riempiti con materiali leggeri, alternativi al calcestruzzo.

10. BIBLIOGRAFIA

- [1] AA. VV. - 1996, *ANSYS® Theory Reference*, Swanson Analysis Systems Inc., Houston, USA.
- [2] APRILE A., BENEDETTI A., CAMATAG. - 2000, "On structural performance of concrete filled FRP tubes in flexure", *Proc. AdvancedFRP materials for civil structures*, Bologna, Italy, editor G. Pascale, pp. 11-21.
- [3] BELLUZZI O.- 1941, *Scienza delle costruzioni*, 1, Zanichelli, Bologna.
- [4] CAMATA G. - 2000, *Comportamento strutturale di tubi in polimero fibro rinforzato riempiti con calcestruzzo*, Tesi di Laurea, Università di Bologna.
- [5] CEN/TC 250/SC 2, ENV 1992 (200), *Eurocode 2, Design of concrete structures*, Bruxelles.
- [6] COLOMBI A. - 2001, *Modellazione di tubi in polimero fibro rinforzato riempiti di calcestruzzo*, Tesi di Laurea, Università di Ferrara.
- [7] DANIEL I.M., ISHAI O. - 1994, *Engineering Mechanics of Composite Materials*, Oxford University Press, New York.
- [8] FAM A., RIZKALLA S., - 2000, "Hybrid FRP/Concrete Structural Members", *Proceeding of Composites in the Transportation Industry*, UNSW, Sydney, Australia.
- [9] MIRMIRAN A., SHAHAWY M. - 1997, "Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites" *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 583-590.

PISCINE COPERTA E SCOPERTA FACENTI PARTE DEL COMPLESSO SPORTIVO DELLO STADIO COMUNALE DI BOLOGNA.

ANALISI DELLE STRUTTURE IN C.A. CON PARTICOLARE RIFERIMENTO ALLE SOLUZIONI ADOTTATE PER LA REALIZZAZIONE DELLE VASCHE E DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE STESSE

Pier Luigi Bottino¹, Maurizio Ceneri², Chiara Malisardi³, Luca Malisardi⁴

¹ Ingegnere, Direttore Lavori Pubblici del Comune di Bologna.

² Ingegnere, SPEA Ingegneria Italiana S.p.A., Milano.

³ Architetto, Libero professionista.

⁴ Ingegnere, Libero professionista.

Sommario

Premesse, per gli edifici in esame, una collocazione nel "complesso polisportivo" ed una breve analisi architettonica, sono esaminate le strutture, realizzate su progetto del Dott. Ing. U. Costanzini, che diresse inoltre i lavori dell'intero complesso, negli anni 1925-1927. Le vasche in cemento armato sono costituite da soletta con nervature nei sensi orizzontale e verticale e sono sostenute in ogni nodo da pilastri, fondati su travi continue collegate trasversalmente tra loro. Le vasche sono state ricavate in due volumi di scavo di grandi dimensioni, ed ospitano tutti i servizi di esercizio e le passerelle di ispezione. Tenuto conto della vetustà dell'opera, le strutture si presentano ancora valide, grazie ad una esecuzione accurata. Sono inoltre suggeriti interventi per opere di restauro conservativo.

Summary

In this paper, after brief discussion about the collocation of the buildings inside the sport complex and a short architectural analysis, the structures, designed and built in 1925-1927 from Ing. U. Costanzini, are examined. The pool tanks, made of reinforced concrete, are constructed from a slab with ledges in vertical and horizontal size and are supported, at every joint by columns built on a grid continuous foundation beams. The two tanks are built in big bore, and give hospitality all utilities and inspection gateways. The structures, considering 75 years old, are very well-preserved; it is possible thanks to a careful execution. Conservative works are suggested to preserve and to improve the actual performance.

1. Descrizione delle caratteristiche architettoniche degli edifici

Il complesso sportivo nasce nel 1925 per volontà dell'allora Segretario del P.N.F. di Bologna Leandro Arpinati; conferma sulla paternità dell'iniziativa è data dal coevo settimanale fascista "L'Assalto" che, in occasione della presentazione del progetto nell'aprile 1925, titolò a più colonne: "Il Campo Polisportivo del Fascio bolognese".

Il complesso nasce come centro polisportivo ed all'impianto adibito al giuoco del calcio (sport allora già molto popolare) si associano diverse altre strutture. .

Inoltre la città in espansione necessitava di aree attrezzate, dove svolgere attività di spettacolo di massa e commerciali (Fiere di Bologna)

La progettazione e la realizzazione di un'opera con tali valenze politiche furono affidate all'Ingegnere Capo dell'Ufficio Tecnico della Casa del Fascio Umberto Costanzini, coadiuvato dall'ingegner Luciano Petrucci.

In realtà, per quanto concerne le soluzioni architettoniche adottate, fu determinante il contributo dell'architetto piacentino Giulio Ulisse Arata, il quale, legato ad Arpinati da uno stretto rapporto di amicizia, accettò di non comparire nella documentazione ufficiale. Pertanto, nella suddivisione dei ruoli Costanzini curò soprattutto la parte strutturale e la direzione dei lavori, Arata quell'architettonica e Arpinati mantenne il ruolo di supervisore durante la realizzazione dell'intera opera.

Il complesso sportivo fu progettato e costruito in soli due anni, 1925-1927, un lasso di tempo decisamente contenuto considerando, sia il fatto che la maggior parte delle lavorazioni fu eseguita manualmente eccezion fatta per l'utilizzo di pochi e semplici macchinari, sia l'innovazione tecnologica del periodo, costituita dall'introduzione del calcestruzzo armato, (foto n°1,2,3).



Foto n.°1 1926 la buca della piscina scoperta viene scavata a mano

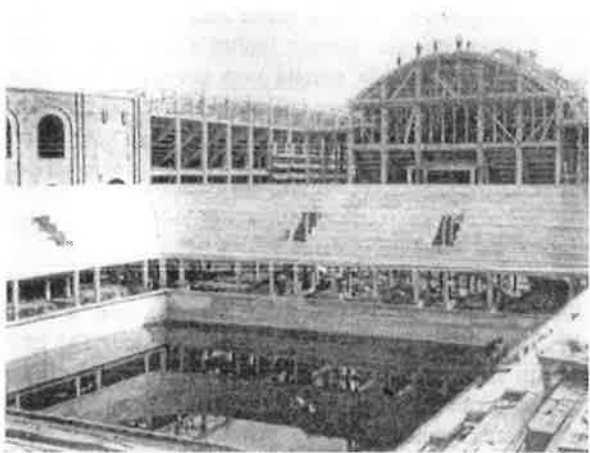


Foto n2 1926 piscine in fase di avanzata costruzione



Foto n°3 1926 interno della piscina coperta ultimata

L'area interessata dagli impianti sportivi (fig.n°1) comprende: lo Stadio, i campi di allenamento dell'Antistadio, un Istituto di educazione fisica, una palestra, quattro campi da tennis e le due piscine, una coperta - la prima in Italia - di trentatré metri e una scoperta di cinquanta. In realtà, nella prima soluzione progettuale era stata indicata un'unica piscina scoperta lunga cento metri; solo successivamente, si optò per la realizzazione delle due vasche, così come appaiono attualmente.

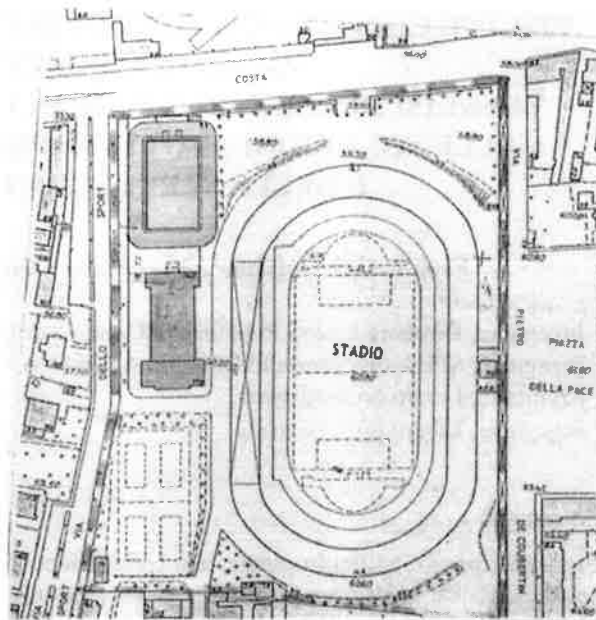


Fig. n.°1

I due edifici riprendono le caratteristiche architettoniche e stilistiche già presenti nel Littoriale: realizzati con un linguaggio lineare e semplificato, presentano espliciti riferimenti alla classicità e ai grandi edifici romani, sia nella struttura complessiva, ispirata agli antichi anfiteatri, sia nel dettaglio dei singoli elementi architettonici.

Il diretto richiamo alle Terme di Caracalla e ad altri edifici romani su preciso suggerimento dello stesso Arpinati, è evidenziato dalla rigorosa geometria dell'impianto distributivo interno e delle facciate costituenti i due edifici.

Il riferimento ai monumenti dell'Antica Roma non era ancora il frutto della roboante retorica del regime bensì di reminiscenze classiche ispirate (come osserva acutamente Eugenio Riccomini) al Carducci, al Pascoli ed al D'Annunzio : questi due edifici, assieme al Littoriale che ne rappresenta l'esempio ancora più imponente, colpiscono per la funzionalità e la consistenza architettonica, unitamente alle particolari soluzioni tecniche adottate.

Situate in un'area in leggero pendio, le tre costruzioni sono costituite infatti da un paramento esterno in mattoni faccia-vista, completamente disgiunto dall'impianto strutturale, realizzato in calcestruzzo armato, ("Bologna la rossa" di Carducciana memoria), che ben bene si coniuga con l'adiacente portico di San Luca da un lato e per la Certosa dall'altro.

Analizzando l'edificio che accoglie la piscina coperta, di pianta rettangolare, esso presenta l'entrata principale di notevole imponenza preceduta da un'ampia scalinata, lungo uno dei lati di minore dimensione.

L'atrio a doppia altezza distribuisce, in maniera rigorosamente simmetrica, i locali adibiti ad uffici,

all'amministrazione e ai vani scala, che si attestano lateralmente.

La vasca è circondata, su entrambi i lati lunghi, da diciotto vani spogliatoio ed è limitata, sul lato opposto all'entrata, da un'ampia tribuna. Ai piani superiori, quattro ordini di ballatoi con retrostanti spogliatoi ed uffici sono sormontati, infine, dall'imponente struttura di copertura, costituita da complesse capriate in calcestruzzo armato.

Per quanto concerne le caratteristiche architettoniche e stilistiche dei fronti esterni, quello principale (foto n°4),

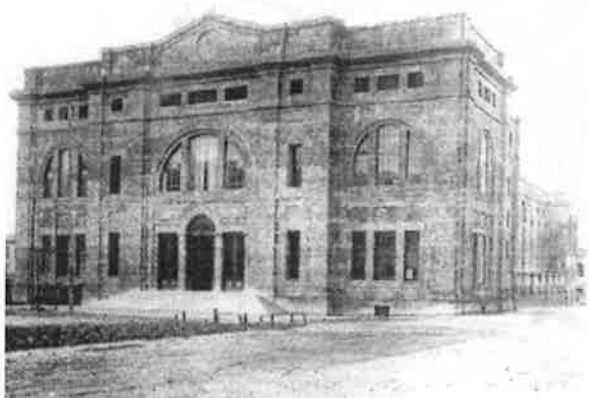


Foto n°4 1927 piscina coperta ultimata ,fronte principale

presenta ampie finestrate racchiuse, al secondo livello, da archi a tutto sesto; è inoltre scandito verticalmente da un ordine gigante di lesene concluse, in sommità, da un cornicione fortemente marcato e sormontato, nella zona centrale, da un timpano che occulta la retrostante copertura.

Le altre facciate presentano parti finestrate decisamente più contenute; inoltre, quelle laterali sono costituite da un'alternanza regolare di lesene e di finestre binate quadrate(foto n°5); al livello superiore, segnato da una cornice marcapiano, il fronte si arretra ed è arricchito da un ordine di archi a tutto sesto ciechi, leggermente sfalsati verso l'interno a creare, assieme al profilo delle lesene, un pregevole effetto di chiaroscuro.



Foto n°5

Si può notare, all'angolo fra le facciate laterali e la facciata retrostante ,due strutture ad archi aperte su due lati ,contenenti attualmente le scale di sicurezza esterne. La piscina scoperta di cinquanta metri di lunghezza è contenuta in un edificio a pianta rettangolare con gli angoli arrotondati(foto n°6), di altezza inferiore a quello limitrofo.



Foto n°6

L'involucro esterno è caratterizzato da un'alternanza di lesene e finestrate ad arco a tutto sesto ed è concluso, in sommità, da una doppia modanatura orizzontale.

All'interno, sul lato opposto all'entrata, è situato il trampolino a diversi livelli, realizzato in cemento armato come tutte le strutture che sorreggono e costituiscono la vasca e le gradinate, che la circondano lungo tutto il perimetro(foto n°7).



Foto n°7

2. Descrizione particolareggiata delle strutture in esame

L'argomento principale della presente memoria riguarda le strutture in c.a. costituenti le vasche delle due piscine. Le vasche, del tutto simili e variabili soltanto nelle dimensioni , sono costituite da una struttura spaziale nervata secondo le ascisse e le ordinate che supportano i campi di soletta: il tutto va a formare gli invasi. Ai nodi di incrocio delle nervature fanno capo i pilastri verticali ed i controventi che trasferiscono i carichi alle travi di fondazione tra loro collegate a reticolo piano. L'effetto richiama il cantiere di costruzione di uno scafo.(fig. n°2, 3,4, 5)

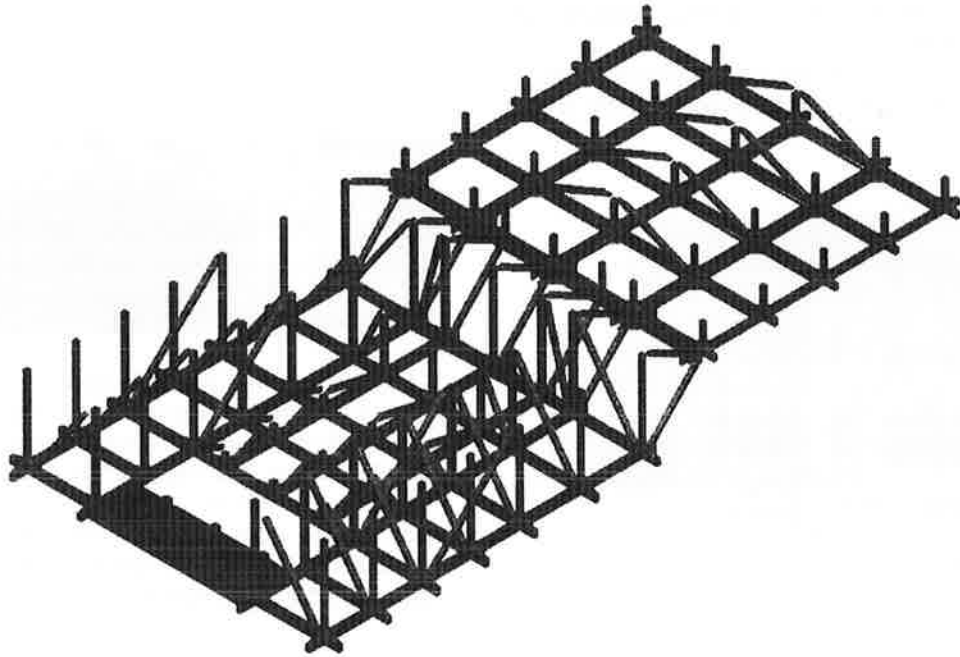


Fig. n. 2: Assonometria della struttura di sostegno

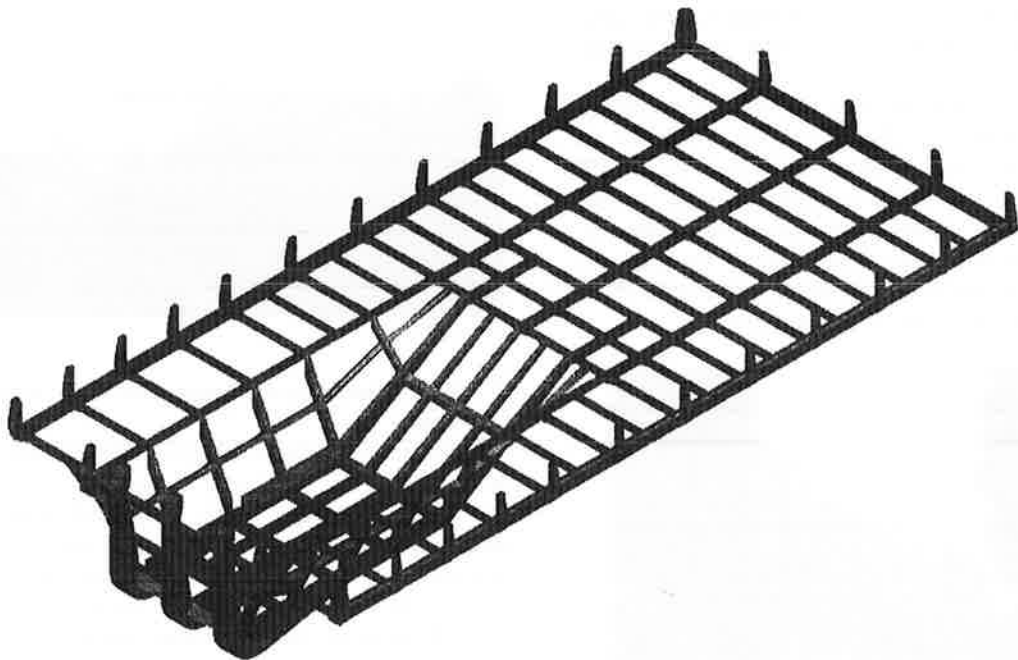


Fig. n.3: Vista assometrica delle nervature della vasca

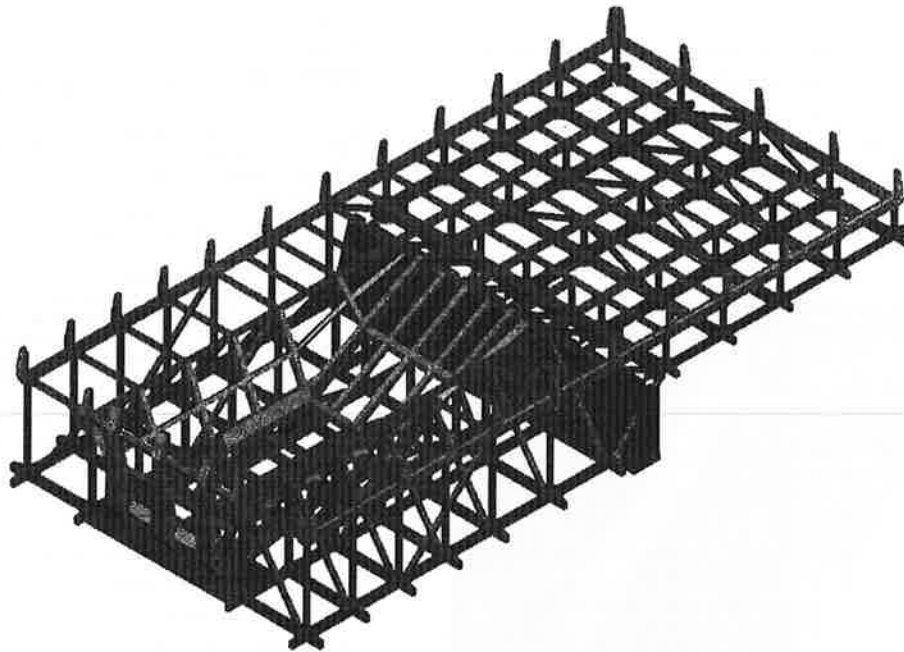


Fig. n.4: Vista assonometrica della struttura di sostegno, nervature vasca e muro di sostegno

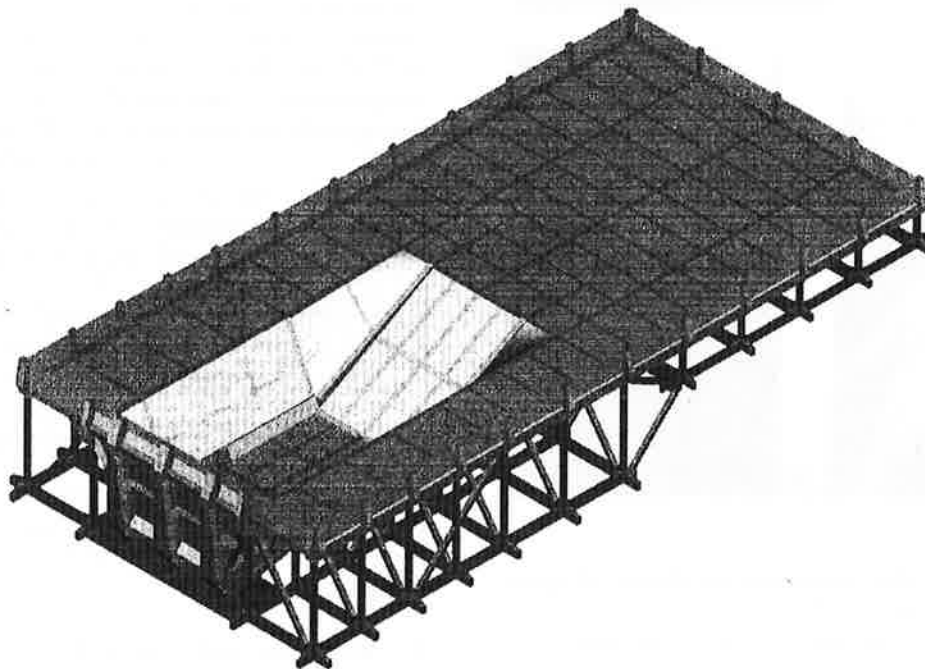


Fig. n.5: Vista assonometrica della struttura di sostegno, nervature e vasca e superficie esterna di intradosso della vasca

L'insieme delle strutture si pone in modo assai interessante:

- per essere in Italia il primo esempio di vasche natatorie ricavate in ampi scavi, che lasciano nella camera contenente l'invaso spazi lateralmente e sotto le vasche (utilizzati per l'alloggiamento di impianti per la sorveglianza e per la manutenzione);
- per la snellezza e dimensione armonica delle strutture;
- per la razionalità della trasmissione dei carichi al terreno di fondo dei grandi scavi di contenimento
- per l'ottima qualità dei materiali impiegati;
- per l'accurata progettazione ed esecuzione (foto n°8-9), che fa sì che dopo 74 anni dalla costruzione la struttura sia pienamente funzionante e richieda soltanto interventi di manutenzione conservativa che possono prolungarne molto la vita di servizio.

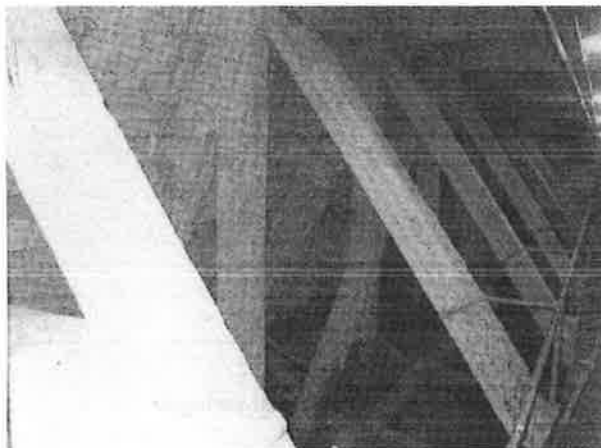


Foto n° 8



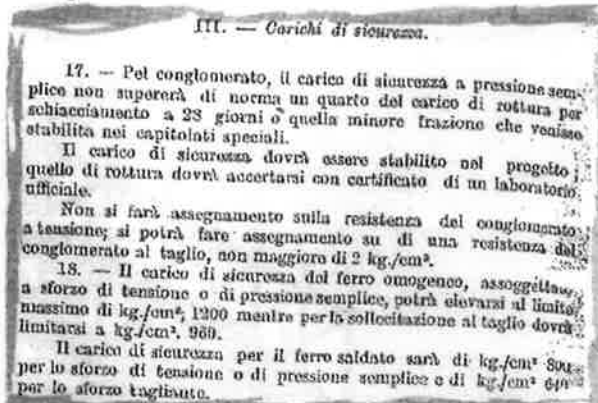
Foto n°9

3. Riferimenti alle normative in vigore all'epoca della progettazione.

All'epoca la normativa vigente, riguardante i calcestruzzi armati era costituita dal Decreto Presidenziale del 15/05/25 che, rifacendosi al R.D. del 21/12/23 concernente "la normalizzazione dei materiali

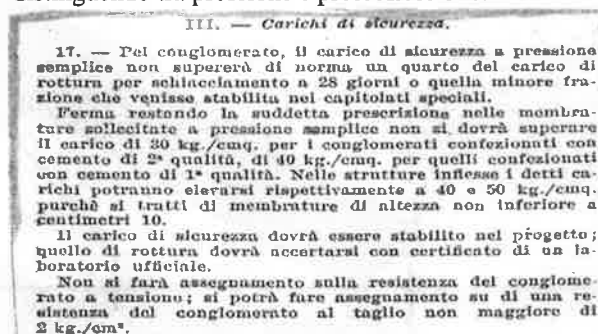
occorrenti alle Amministrazioni dello Stato" decretava di attenersi per quanto riguardava la costruzione delle opere in conglomerato cementizio armato alle prescrizioni approvate dal Consiglio Superiore Dei Lavori Pubblici nella sua adunanza del 10/11/24 con n°3227. Le prescrizioni di cui sopra furono pubblicate sulle dispense 7-8 del 1-11/05/25 del Bollettino Ufficiale del Ministero dei Lavori Pubblici pagg.651 e seguenti.

Al capitolo III vengono esaminati i carichi di sicurezza.



Si può osservare che per fissare i carichi progettuali di compressione ammessi non viene fatta distinzione tra sezioni compresse e sezioni presso inflesse; non vengono fissati neppure i valori massimi progettuali che d'altronde erano già contemplati nel R.D. 21/12/23 che prevedeva una compressione massima di 30 kg/cm² con cementi di seconda qualità e di 40 kg/cm² con cementi di prima qualità.

Per una definizione più precisa delle norme riguardanti i carichi di sicurezza bisogna attendere il R.D. Legge 04/09/27 che faceva distinzione, riguardo ai carichi di compressione ammissibili nel calcestruzzo, distinguendo tra pressione e pressoflessione.



Resta valido quanto precedentemente stabilito per le resistenze ammissibili per il calcestruzzo a trazione e taglio, nonché il paragrafo n°18 riguardante il ferro omogeneo.

4. Ipotesi sui criteri di calcolo delle strutture in esame.

Si premette che non è stato possibile reperire l'elaborato "Relazione di calcolo", mentre sono disponibili i

disegni esecutivi delle strutture in calcestruzzo armato della piscina scoperta . Dall'esame di tali disegni si può ipotizzare:

- che sia stato adottato uno schema di calcolo tridimensionale(per la presenza di piani inclinati (richiesti dalla profondità variabile delle vasche) considerando il reticolo formato dalle nervature longitudinali e trasversali gravato dal peso proprio, dal peso dell'acqua e dai momenti flettenti generati ,agli estremi, dai carichi idrostatici trasmessi dalle stesse nervature ,a sbalzo che assumono andamento verticale a contenimento dell'invaso (carico trasmesso dalle specchiature di parete comprese tra nervature trasversali e le travi di parete);
- che per le aste concorrenti nei nodi di tale reticolo siano state imposte le condizioni di congruenza agli spostamenti ed alle rotazioni .

Altra ipotesi di calcolo semplificativa potrebbe aver considerato le nervature nei loro piani x-z ed y-z come travi continue caricate come nella ipotesi precedente. Nelle tavole recuperate non figura nessun collegamento con i pilastri; si può quindi ipotizzare un vincolo appoggio-cerniera (considerata anche la debole armatura dei pilastri n° 4 ϕ 12 o ϕ 14 agli spigoli) . A suffragio di questa ipotesi ,nel particolare riportato (fig.n°6) gli sbalzi delle tre nervature longitudinali di estremità ,quindi con andamento verticale, poggiano direttamente sui plinti di fondazione con interposte lastre di piombo, come per i pilastri più alti.

CAMPO POLISPORTIVO

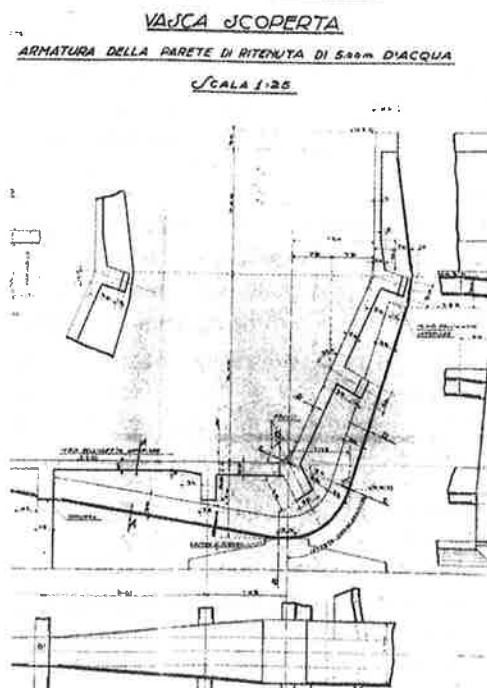


fig. n° 6

In assenza ,come si è visto, della Relazione di Calcolo

Progettuale ed a suffragio della prima ipotesi esposta, per le strutture della vasca della piscina scoperta ,sulla base dei disegni esecutivi ,è stato possibile impostare una verifica di calcolo agli elementi finiti ,che ha confermato che le tensioni nel conglomerato cementizio e nel ferro omogeneo sono contenute nei limiti massimi previsti dalla normativa allora vigente (vedi cap.n°3).

5. Stato attuale delle strutture delle vasche , suffragato da controlli non distruttivi e prove chimiche sui materiali .

Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio e dell'attuale stato di conservazione dei materiali costituenti le strutture di sostegno delle vasche, nonché delle vasche stesse, è stata eseguita una campagna di indagini diagnostiche, costituita da controlli non distruttivi e analisi chimiche. La scelta degli elementi da controllare è stata effettuata durante alcuni sopralluoghi preliminari, occasione di una vera e propria ispezione visiva ravvicinata delle strutture in c.a.

Da questi primi esami visivi è subito emerso come le strutture della piscina coperta risultino in migliori condizioni di conservazione, mentre quelle della scoperta rivelano stati di degrado più profondi, anche se comunque circoscritti a pochi elementi strutturali ,in particolare pilastri con sezione ridotta per distacco del calcestruzzo e sensibile riduzione del diametro delle armature, sia staffe che barre longitudinali, per corrosione (foto n°10).



Foto n° 10

A conferma di ciò le strutture della piscina scoperta sono state interessate in passato da interventi di risanamento (verniciatura, gunitatura, rinforzi in muratura), che purtroppo non si sono rivelati efficaci nel tempo.

Le indagini, i cui risultati concorreranno alla progettazione dell'intervento di manutenzione conservativa, sono state distribuite a campione sulle

diverse tipologie di elementi strutturali di entrambe le piscine; in particolare:

- n° 10 pilastri,
- n° 5 nervature delle vasche,
- n° 5 porzioni delle pareti delle vasche,

attribuendone una percentuale leggermente superiore alla piscina scoperta, di maggiori dimensioni.

Le indagini eseguite sui diversi elementi strutturali si possono sinteticamente raggruppare nel seguente modo:

- controlli per valutare le caratteristiche locali di resistenza del calcestruzzo, in particolare:
 - metodo sclerometrico (secondo UNI 9189),
 - metodo combinato tra indice sclerometrico e misura diretta della velocità ultrasonica (secondo UNI 9524),
 - metodo di estrazione (pull-out) (secondo UNI 10157),
 - metodo di penetrazione (Windsor Probe System) (secondo ASTM C803-75);
- rilievi della posizione, del diametro e del copriferro dell'armatura (secondo BSI 1881: part 204);
- analisi chimica (secondo UNI 9944).
 - misura della profondità di carbonatazione, in sito,
 - determinazione, per via volumetrica, del contenuto di cloruri, in laboratorio;
- misure del potenziale spontaneo dei ferri di armatura (secondo UNI 9535 e UNI 10174), tale controllo ha interessato in modo specifico alcune porzioni delle pareti delle vasche.

Al fine di non rischiare di indebolire gli elementi strutturali, particolarmente snelli, si è convenuto di non eseguire prelievi di carote e di barre d'armatura da sottoporre a prove di rottura in laboratorio.

L'analisi dei risultati ottenuti dai diversi controlli effettuati conduce a delle considerazioni che in gran parte sono comuni ad entrambe le strutture.

Prima di tutto la valutazione della resistenza a compressione del conglomerato cementizio ha rilevato valori notevolmente omogenei tra le due piscine, alle cui strutture in c.a. si può senz'altro attribuire una classe di resistenza di 250 Kg/cm²; le misure ultrasoniche, effettuate su travi e pilastri per trasparenza, hanno fornito un valore medio di velocità superiore a 3800 m/sec, con attenuazioni del segnale non particolarmente elevate, a conferma di un materiale di buona qualità e confezionato con cura.

Questa prima serie di prove attribuisce inoltre alle pareti delle vasche caratteristiche meccaniche del calcestruzzo leggermente superiori a quelle dei telai: naturalmente il non elevato numero di prove non permette di dare una valenza generale a tale considerazione.

I rilievi delle armature, a differenza dell'esecuzione dei calcestruzzi, rilevano delle irregolarità, probabilmente dovute a difficoltà costruttive, relativamente maggiori, per quanto riguarda l'interesse delle barre ed il loro

copriferro. Quest'ultimo è risultato particolarmente scarso, mediamente inferiore al centimetro, sugli elementi strutturali della piscina scoperta, dove numerose barre sono affioranti: proprio questo potrebbe essere uno dei motivi che ha accentuato su questa struttura i citati fenomeni di degrado. (foto n°11)



Foto n°11

La valutazione quantitativa del contenuto di cloruri ha fornito risultati del tutto tranquillizzanti: i valori ottenuti variabili tra 17,7 e 124,1 mg/Kg sono decisamente inferiori al valore di soglia, calcolato in 417 ppm, tenendo conto di un dosaggio di 250 Kg di cemento per metro cubo di calcestruzzo.

La profondità di carbonatazione è risultata sensibilmente maggiore nella piscina coperta dove su travi e pilastri raggiunge i 40 mm, superando quindi il valore del copriferro.

Nella piscina scoperta il valore medio della profondità di carbonatazione si attesta invece sui 20 mm, probabilmente grazie ad un ambiente con umidità relativa superiore: occorre però ricordare che qui le armature sono dotate di minor copriferro. In entrambe le piscine la profondità di carbonatazione sulle pareti delle vasche è risultata inferiore a quella dei telai.

Le misure del potenziale spontaneo delle armature rispetto ad un elettrodo di riferimento Cu/CuSO₄ saturo, sono state eseguite su alcune porzioni rettangolari dell'intradosso delle pareti delle vasche, di larghezza 1.50 ml e lunghezza variabile, per una superficie complessiva di circa 50 mq.

Le misure sono state effettuate con un elettrodo di riferimento a ruota, registrando i valori di potenziale nei nodi di una maglia quadrata di 25 cm. di lato.

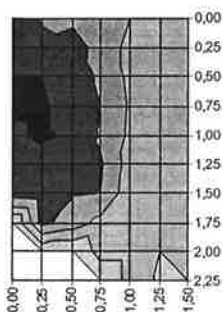
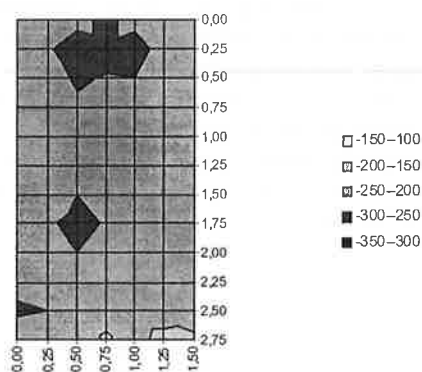
Nella fig. n° 7 è raffigurata la "mappatura" del potenziale rilevato su due porzioni contigue della vasca della piscina scoperta ,

una visibile nella foto n°12, risultate quelle caratterizzate dai valori più negativi, con la relativa rappresentazione grafica statistica secondo gli intervalli previsti dalla normativa ASTM C876-91. Come si può

notare la probabilità che ci siano le condizioni per sviluppare fenomeni corrosivi ($E < -350$ mV) è molto scarsa ed estremamente localizzata.



Foto n° 12



Diagrammi frequenze relative

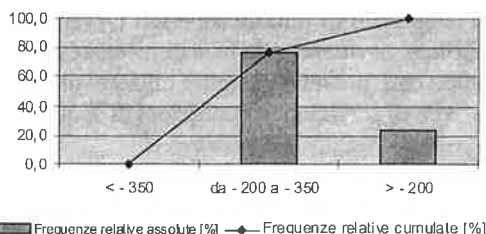


Figura n° 7

Dalle ispezioni visive e dall'analisi dei risultati dei controlli emerge uno stato di conservazione delle strutture in c.a. relativamente confortante, soprattutto se commisurato all'età delle opere ed alle relative tecnologie costruttive.

L'analisi dei risultati evidenzia innanzi tutto una notevole omogeneità dei valori ottenuti tra i diversi elementi strutturali, e questo fa ritenere che la campionatura effettuata si possa considerare attendibile. Le caratteristiche di resistenza del conglomerato cementizio risultano compatibili con i tassi di lavoro ricalcolati sulla base dei carichi di esercizio.

Il progredire della carbonatazione, associato al non sempre adeguato copriferro, ha da tempo innescato dei fenomeni di degrado delle armature e di conseguenza del calcestruzzo: è sicuramente opportuno intervenire in tempi brevi con un risanamento di tipo conservativo, al fine di aumentare la vita utile delle opere, ed evitare che il progredire di tali fenomeni renda poi necessari in modo diffuso interventi di adeguamento e rinforzo strutturale, che per il momento sono da prevedere solo su alcuni pilastri della piscina scoperta.

6. Suggerimenti di interventi per il restauro conservativo

Gli interventi di ripristino fino ad oggi adottati, lavori principalmente eseguiti nell'ambito dello adeguamento dello stadio nel 1990, hanno interessato alcune nervature, alcuni pilastri ed alcune specchiature di soletta (sempre in casi in cui, per deficienza di copriferro il processo di carbonatazione aveva raggiunto le armature con conseguenti ossidazione delle stesse e distacco del copriferro stesso).

Il rimedio adottato: gunitura (se di notevole spessore applicata con reti metalliche di supporto), senza preparazione delle superfici trattate (foto n°13),

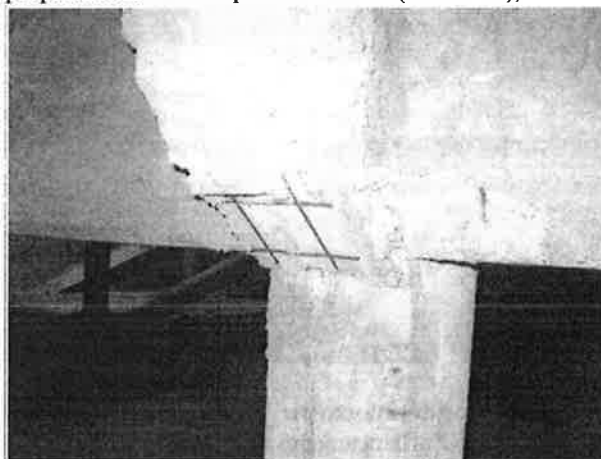


Foto n° 13

senza lisciatura superficiale e soprattutto senza una accurata pulizia dell'armatura da proteggere, non ha risolto il problema e il processo di ossidazione della stessa ha avuto modo di proseguire non ostacolato peraltro dalla porosità della gunita (foto n°14,15,16)

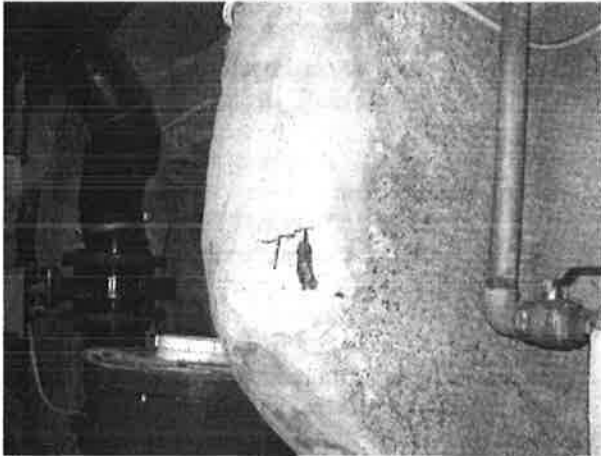


Foto n° 14



Foto n° 17

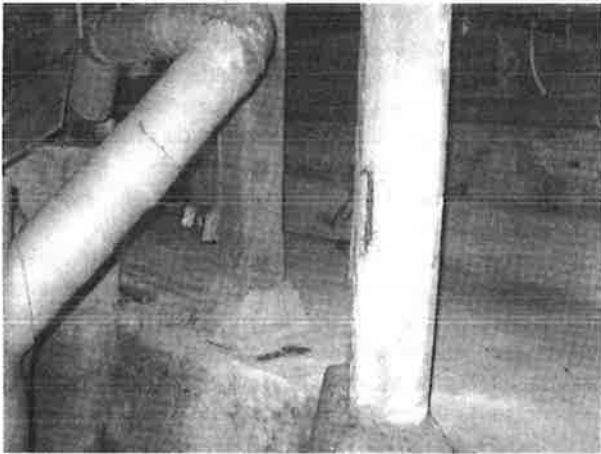


Foto n° 15

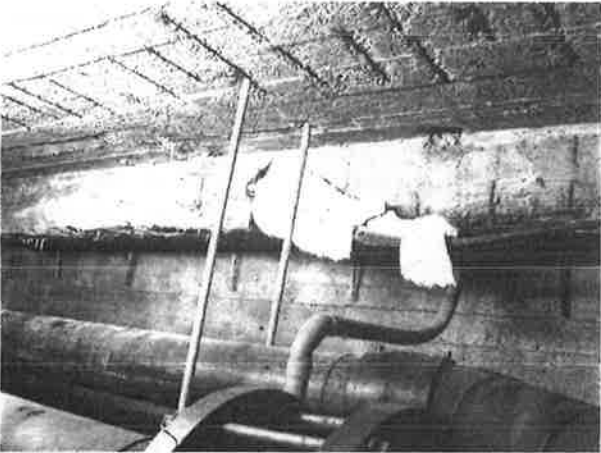


Foto n° 16

Altra soluzione di rinforzo per alcuni pilastri di piccola altezza è stato l'affiancamento del pilastro con muratura in mattoni (foto n°17)

Bibliografia

- [1] Nazzario Sauro Onofri - Vera Ottani 1990 "Dal Littoriale allo Stadio" Coop Costruzioni, pagg. 129.
- [2] Paolo Lipparini 1997 "Umberto Costanzini e l'enigma del Littoriale" estratto da "Strcna Storica Bolognese" 1997.
- [3] Si ringrazia per il materiale fornito l'Archivio Storico dell'Università di Bologna "Architettura e Difesa Territorio".
- [4] Si ringrazia per il materiale fornito ,per la Normativa, la Biblioteca centrale della Università Degli Studi di Padova

Tenuto conto dei risultati dei controlli visivi e strumentali esposti al capitolo n°5 e della scarsa efficacia delle opere di ripristino ad oggi eseguite, per il restauro conservativo degli elementi strutturali costituenti le vasche si può proporre in questa sede il seguente schema di intervento.

A) Per gli elementi strutturali ammalorati o precedentemente trattati con gunite:

1. Idrodemolizione superficiale dei calcestruzzi fino a mettere a nudo le armature che verranno contestualmente ripulite dall'ossido mediante sabbiatura.
2. Trattamento a pennello della superfici idrodemolita con boiaccia additivata con "inibitori di corrosione" con proprietà passivante e di migrare verso le porzioni dei ferri non raggiunti dalla idrodemolizione.
3. Integrazione, ove necessario (in casi di corrosione profonda) delle armature mediante l'aggiunta di ferri , opportunamente inghisati e staffati.
4. Getto con betoncino reoplastico ,possibilmente casserato, ad incamiciare pilastri e nervature trattate come descritto in 6.1 e 6.2; tale getto avrà uno spessore minimo di 3 cm. + lo spessore derivante dalla idrodemolizione.

B) Per gli elementi strutturali integri: stesura, previa idrosabbiatura di tutte le superfici, di materiali impregnanti a base di inibitori di corrosione migratori" , atti a raggiungere e passivare anche l'armatura in ferro più interna in prossimità dell' estradosso della vasca .

C) Trattamento di tutte le superfici (A+B) con vernice metacrilica. Si ritiene, alla luce di recenti esperienze che tali interventi possano garantire un notevole incremento della "vita di servizio" in condizioni di sicurezza .

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DI BARRE DI ARMATURA SOGGETTE A CORROSIONE LOCALIZZATA

John Cairns¹, Alberto Franchi², Chiara Franzoni³, Giovanni A. Plizzari³

¹ Department of Civil and Offshore Engineering, Heriot Watt University, Edimburgo (UK).

² Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

³ Facoltà di Ingegneria, Università di Bergamo, Viale Marconi 5/A, 24044 Dalmine (Bergamo).

SOMMARIO

Benchè si siano spese molte risorse per comprendere quali fossero le cause ed i meccanismi di innesco e sviluppo della corrosione delle armature da calcestruzzo armato, la valutazione della sicurezza di una struttura corrosa è stata quasi sempre trascurata. Nel presente lavoro si presentano alcuni risultati di prove di trazione e di fatica a basso numero di cicli, effettuate su barre di acciaio Tempcore con una corrosione localizzata realizzata artificialmente per mezzo di una fresa a punta semisferica. I risultati sperimentali mostrano la notevole perdita di duttilità della barra provocata dalla corrosione localizzata ed il notevole decadimento della resistenza a fatica delle barre danneggiate.

SUMMARY

Although much effort has been devoted to understanding the causes and mechanisms of reinforcement corrosion, relatively little attention has been devoted to the structural aspects related to the corroded rebars. In the present paper, experimental results from tensile tests and low cycle fatigue tests on Tempcore bars with a pitting corrosion damage artificially provoked by a spherical milling cutter, are presented. The results show the remarkable loss of ductility as well as the reduced fatigue strength of the damaged bars.

1 INTRODUZIONE

È ben noto che la corrosione è una delle principali cause di degrado delle strutture. Ne sono una dimostrazione i costi di consolidamento o di demolizione (con il conseguente rifacimento) di strutture corrose, cresciuti in maniera esponenziale negli ultimi anni [1]. In tale contesto, risulta chiaro come il problema della durabilità e della resistenza delle strutture attaccate dai fenomeni corrosivi abbia suscitato particolare interesse nei ricercatori.

Benchè si siano spese molte risorse per comprendere quali fossero le cause ed i meccanismi di innesco e sviluppo della corrosione delle armature da calcestruzzo armato, ottenendo peraltro risultati significativi, la valutazione della sicurezza di una struttura corrosa è stata quasi sempre trascurata. Il mantenimento della sicurezza strutturale è comunque un aspetto di primaria importanza per garantire la sicurezza delle vite umane.

Tra i tipi di danneggiamento, la corrosione per vaiolatura (definita nel seguito *pitting corrosion* in accordo con la terminologia anglosassone) delle armature nelle strutture in calcestruzzo armato è causato principalmente dall'attacco che si manifesta in ambienti a

basso tenore di cloruri e debolmente ossidanti che contengono ioni ad azione specifica nei confronti della rottura del film superficiale della barra [2]. A causa dell'intervento degli ioni ad azione specifica (ad esempio gli ioni *Cl*) si ha un aumento locale di acidità che stimola l'accrescimento e lo sviluppo del "cratere" [3]

Gli effetti della corrosione localizzata sulla resistenza a snervamento, a rottura e sulla duttilità della barra sono difficili da stimare. I risultati sperimentali disponibili evidenziano che lo snervamento della barra si sviluppa prima nella sezione danneggiata mentre il resto della barra si trova ancora in campo elastico.

La formazione dei "crateri" riduce ovviamente la sezione resistente delle armature. Anche se questa riduzione comporta evidentemente una riduzione di resistenza, la conseguenza più grave (per la struttura) della "pitting corrosion" è rappresentato dalla perdita di duttilità dell'acciaio. I pochi risultati sperimentali disponibili mostrano infatti che una riduzione di sezione, anche minima, provoca una drastica riduzione della duttilità della barra con tutte le note conseguenze strutturali (limitata redistribuzione delle azioni flettenti e la limitata dissipazione di energia nelle strutture in zone ad alto rischio sismico [4]).

La minor duttilità è anche dovuta alla concentrazione degli sforzi nella sezione danneggiata dalla corrosione localizzata.

Nel presente lavoro vengono presentati i principali risultati di una sperimentazione finalizzata allo studio del comportamento di barre di armatura ad aderenza migliorata corrose localmente. In particolare sono state effettuate prove di trazione diretta e prove di fatica a basso numero di cicli. Queste ultime sono state condotte imponendo sia una deformazione massima costante per i vari cicli, sia una deformazione crescente durante la prova.

Poiché la corrosione delle armature richiede un notevole impegno e tempi lunghi, nel presente lavoro la corrosione della barra è stata simulata danneggiando appositamente la barra utilizzando una fresa semisferica. Il miglior controllo della geometria del difetto ha favorito il confronto tra i risultati.

2 CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO

L'acciaio utilizzato, rappresentato da barre con diametro di 12, 16, 20 e 24 mm di tipo B500, è ad aderenza migliorata ed è stato laminato a caldo con il processo di tempra e autorinvenimento Tempcore.

Le barre con diametro pari a 20 mm sono state realizzate appositamente con tre diverse modalità di tempra, a cui corrispondono diverse caratteristiche meccaniche legate soprattutto al diverso spessore della corteccia martensitica della barra [5].

Gli acciai utilizzati nella sperimentazione sono conformi alle prescrizioni UNI 6407/88, al D.M. 09/01/96 [8] e alla ENV 10080 [9] che prevedono, per assicurare una eccellente saldabilità, un contenuto massimo di carbonio pari allo 0.22% e un contenuto massimo di carbonio equivalente pari allo 0.50%.

Si riportano in Tabella 1 le caratteristiche, ed in particolare la tensione di snervamento (f_{sy}) e la resistenza media a trazione (f_{st}), dell'acciaio Tempcore utilizzato nella presente ricerca. Le tre diverse resistenze delle barre $\phi 20$ sono identificate come "low strength" (ls), "medium strength" (ms) e "high strength" (hs).

Diametro [mm]	f_{sy} [MPa]	f_{st} [MPa]
12	526	613
16	513	606
20 ls	491	570
20 ms	534	610
20 hs	550	628
24	555	597

Tab. 1 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

3 PROVINI E STRUMENTAZIONE

Il danneggiamento della barra provocato dalla "pitting corrosion" è stato simulato asportando una porzione di barra con delle fresse a punta semisferica con codolo cilindrico a più taglienti [6].

Al fine di ricostruire nella maniera maggiormente rappresentativa quello che avviene in modo del tutto casuale in natura, si sono prodotte diverse percentuali di riduzione di sezione (riferite all'area della barra integra) e si sono impiegate fresse con diametro diverso.

La percentuale di area asportata nella sezione maggiormente danneggiata (il cui piano passa per il centro della sfera) corrisponde al 5%, 10%, 20%, 30%, 40% e 50% dell'area della sezione nominale della barra. Ogni percentuale di riduzione di sezione è stata realizzata, ove possibile, con tutti i raggi delle fresse disponibili, cioè 4, 6, 8 e 10 mm [7]. Naturalmente, la geometria della sezione danneggiata artificialmente cambia al variare del diametro della fresa.

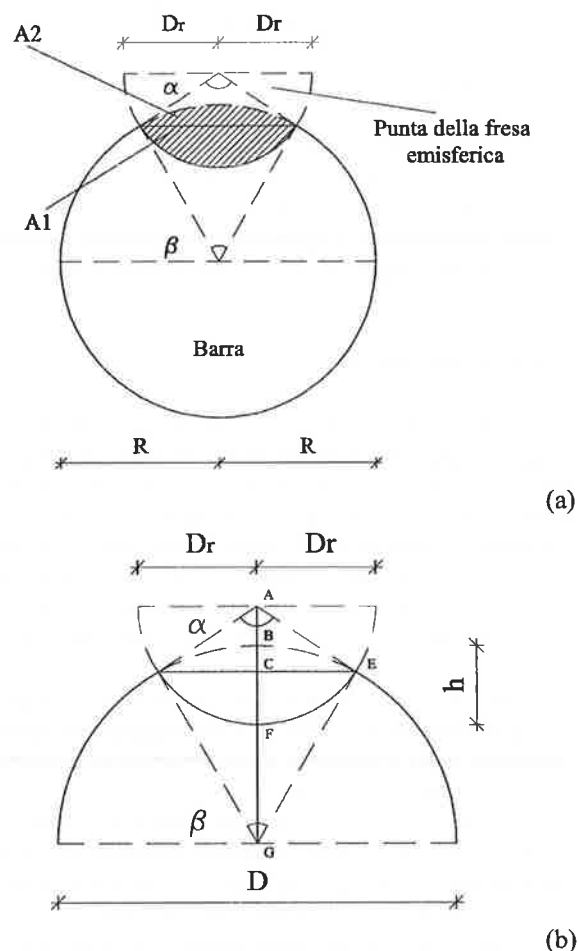


Fig. 1 – Schema di calcolo dell'affondamento della fresa nella barra per ottenere la riduzione di sezione desiderata.

Con semplici considerazioni geometriche è possibile stabilire la profondità di affondamento della fresa (h) per ottenere la riduzione di area resistente desiderata. Lo schema di calcolo utilizzato per la stima dell'area asportata è quello rappresentato in Figura 1 [6]. Nelle barre di grande diametro è stato possibile asportare grandi percentuali di sezione resistente solo con le frese di grande raggio in quanto si è limitato l'affondamento della fresa (h) al raggio della fresa stessa (Fig. 1b).

La deformazione della barra nel tratto danneggiato è stata misurata applicando due trasduttori di spostamento induttivi su basi poste ad una distanza pari a 5 volte il diametro della barra. Uno dei due strumenti è stato posizionato anteriormente alla conca emisferica rappresentante la corrosione mentre l'altro posteriormente ad essa, sul lato integro della barra.

Il carico è stato applicato alla barra ammorsando le sue estremità ai morsetti della macchina di prova Instron 1274/8500 plus presente presso il Laboratorio di Prove Materiali "Pietro Pisa" dell'Università di Brescia.

Il carico è stato imposto applicando alla barra uno spostamento pari a 2 mm/min fino al raggiungimento del limite elastico, di 10 mm/min fino al carico massimo di trazione e di 1 mm/min nel ramo discendente post-picco.

Le misure sperimentali relative al carico applicato alle barre ed agli spostamenti rilevati dai trasduttori sono state acquisite per mezzo di una centralina Spider8 dell'HBM e, attraverso il software Catman, memorizzati su un P.C. La velocità di acquisizione dati è rimasta invariata durante l'esecuzione della prova ed è stata pari ad 1 Hz.

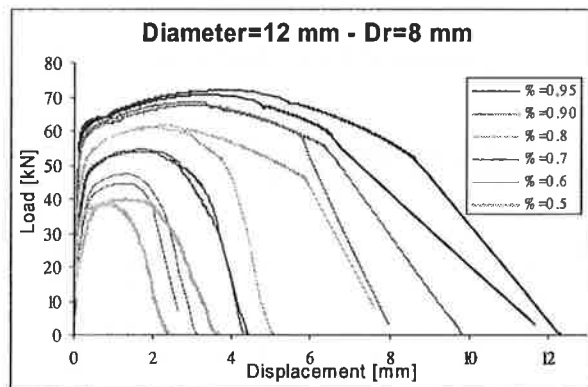
4 PROVE DI TRAZIONE

In questo paragrafo si riportano i principali risultati sperimentali ottenuti dalle prove di trazione su barre danneggiate con diametro 12 mm, rappresentativo del comportamento di una barra di piccolo diametro, e con diametro di 24 mm, tipico di una barra di grande diametro.

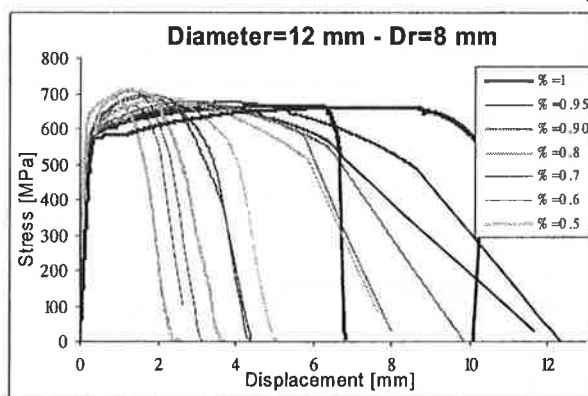
La Figura 2a mostra le curve carico-spostamento ottenute da barra con diametro di 12 mm, con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio (Dr) di 8 mm. Il valore dello spostamento è stato ottenuto mediando i due valori rilevati dai trasduttori induttivi.

Si può notare che la riduzione del carico massimo è proporzionale alla percentuale di area danneggiata. Ciò è confermato dal diagramma sforzo-spostamento, riportato in Figura 2b dove lo sforzo è stato calcolato come rapporto fra il carico e l'area nominale resistente. Particolarmente significativa è la notevole perdita di duttilità della barra causata dalla concentrazione di deformazioni nella zona col difetto. Il valore elevato dello

sforzo massimo rilevato sperimentalmente dalle barre danneggiate è probabilmente dovuto alla presenza di nervature nella zona danneggiata.



(a)



(b)

Fig. 2 - Diagramma carico-spostamento (a) e sforzo-spostamento (b) relativo ad una barra di diametro 12 mm con diverse percentuali di riduzione di sezione provocata da una fresa con raggio di 8 mm.

La Figura 3 mostra le curve sforzo-spostamento ottenute dalla barra con diametro di 12 mm, nelle quali il danneggiamento è stato provocato da una fresa con raggio di 10 mm. Le Figure 4 e 5 mostrano curve analoghe alle precedenti dove però il difetto nelle barre è stato ottenuto con frese aventi raggio di 6 e 4 mm rispettivamente. Si può notare che la geometria del difetto non ha portato a differenze significative nelle curve sforzo-spostamento.

La Figura 6 mostra lo spostamento corrispondente ad un carico post-picco pari al 99% del carico massimo, in funzione della percentuale di area corrosa (artificialmente); si può notare come con una riduzione di area del 50%, lo spostamento massimo diminuisca dell'80%.

Le Figure 7, 8 e 9 mostrano curve analoghe alla precedente ottenute da barre di armatura con diametro di 16, 20 e 24 mm. Si può notare la notevole perdita di duttilità delle barre danneggiate dalla corrosione loca-

lizzata che riduce del 30-40% (rispetto alla barra integra) la duttilità delle barre con sezione ridotta del 5%, e del 80% circa la duttilità delle barre con una percentuale di sezione danneggiata pari al 50% della barra integra.

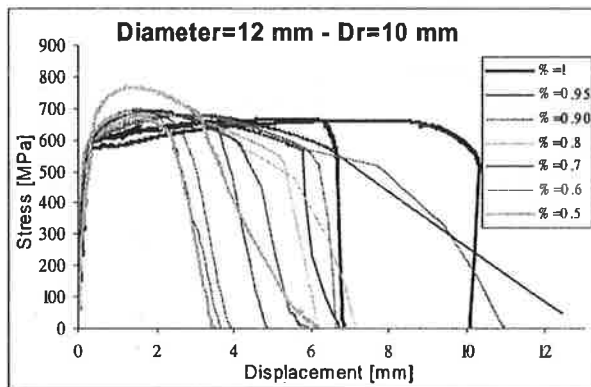


Fig. 3 – Diagramma sforzo-spostamento relativo ad una barra $\phi 12$ mm con diverse percentuali di riduzione di sezione provocata da una fresa con raggio di 10 mm.

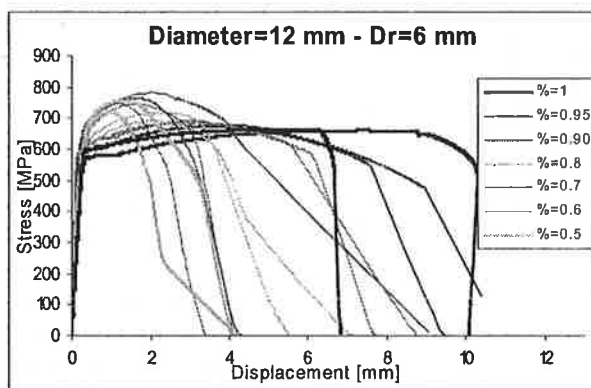


Fig. 4 – Diagramma sforzo-spostamento relativo ad una barra $\phi 12$ mm con diverse percentuali di riduzione di sezione provocata da una fresa con raggio di 6 mm.

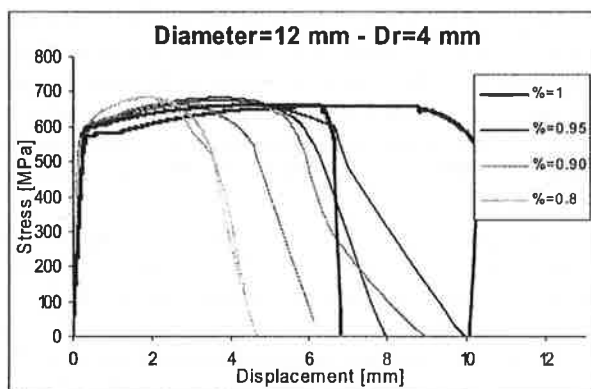


Fig. 5 – Diagramma sforzo-spostamento relativo ad una barra $\phi 12$ mm con diverse percentuali di riduzione di sezione provocata da una fresa con raggio di 4 mm.

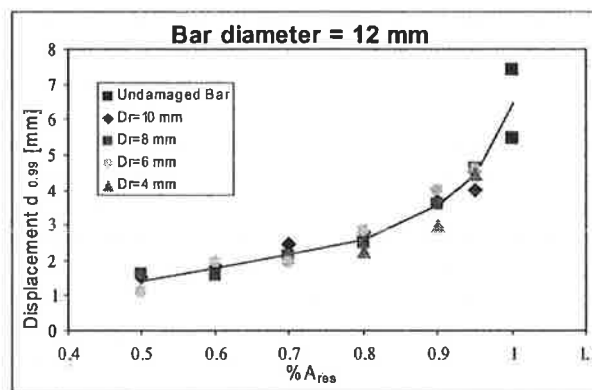


Fig. 6 – Diagramma dello spostamento al picco rilevato dalle barre con diametro di 12 mm con varie percentuali di area danneggiata con frese di diverso diametro.

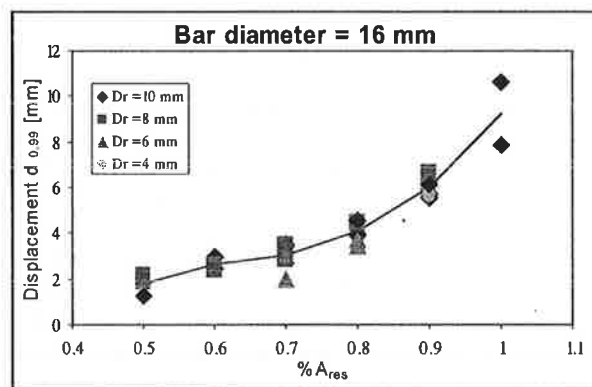


Fig. 7 – Diagramma dello spostamento al picco rilevato dalle barre con diametro di 16 mm con varie percentuali di area danneggiata con frese di diverso diametro.

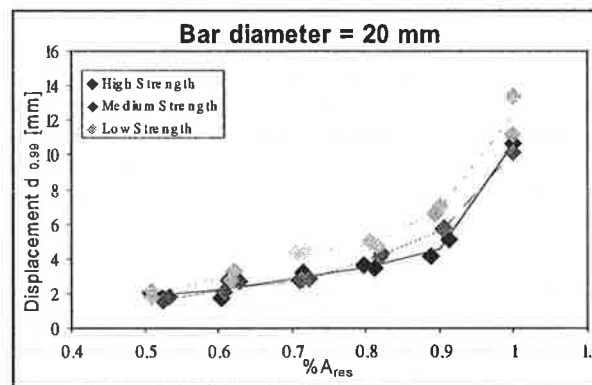


Fig. 8 – Diagramma dello spostamento al picco rilevato dalle barre $\phi 20$ mm con diversa resistenza e varie percentuali di area danneggiata.

I risultati per la barra $\phi 20$ (Fig. 8) sono relativi a tre diversi valori della resistenza (Tab. 1), caratterizzati da tre diversi valori della cortecchia esterna martensitica del tondino Tempcore[®]. Si può notare che le barre più resistenti, con una cortecchia esterna di maggior spessore,

sono quelle che risentono maggiormente del danneggiamento per corrosione localizzata in quanto la corrosione asporta la parte esterna più resistente dell'armatura.

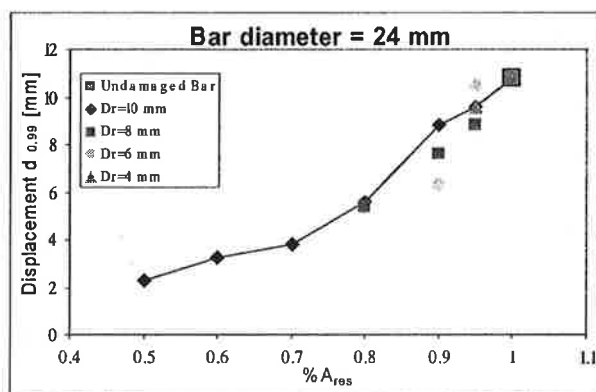


Fig. 9 – Diagramma dello spostamento al picco rilevato delle barre con diametro di 24 mm e con varie percentuali di area danneggiata con frese di diverso diametro.

5 PROVE CICLICHE

Quando la corrosione riguarda barre in strutture realizzate in aree ad alto rischio sismico, diventa importante lo studio del comportamento a fatica oligociclica delle armature [10]. A tale scopo, nell'ambito della presente ricerca si sono condotte due tipologie di prove cicliche:

- Prove cicliche con deformazione massima costante;
- Prove cicliche con deformazione massima crescente.

5.1 Proveni e strumentazione

Per entrambe le prove cicliche effettuate si sono utilizzate barre con corrosione locale simulata artificialmente. Nelle prove cicliche, non si sono utilizzati i trasduttori di spostamento induttivi per la misura della deformazione che è stata rilevata attraverso lo spostamento relativo tra le estremità della barra misurato dal trasduttore applicato al pistone della macchina di prova.

Le prove sono state sempre effettuate con la macchina dinamica Instron 1274/8500+. I dati sperimentali sono stati acquisiti con una frequenza di 25 Hz con un software sviluppato in ambiente Lab-Windows che ha poi consentito di memorizzare i dati sul disco fisso di un personal computer.

Le prove si sono svolte, come per le prove di trazione, sulle barre con diametro di 12, 16, 20 e 24 mm.

La lunghezza libera della barra compresa tra i morsetti della Instron, è stata scelta pari a 10 volte il diametro nominale della barra.

La percentuale di area asportata è stata pari al 5, 10, 20, 30, 40 e 50%. Per queste prove sono stati scelti solamente due diametri della fresa, in quanto le prove di trazione hanno evidenziato che la geometria della zona danneggiata non influenza in modo rilevante la resistenza delle armature danneggiate. Si è quindi deciso di utilizzare le punte della fresa più piccola e più grande.

Per il calcolo dell'ampiezza di carico relativa ad ogni ciclo è stato necessario utilizzare un software in grado di selezionare, per ogni ciclo, i picchi di carico caratteristici a trazione e a compressione. Un secondo programma ha facilitato la determinazione dell'energia dissipata dalla barra ad ogni ciclo di carico.

5.2 Risultati delle prove cicliche a deformazione costante

Le prove si sono eseguite in controllo di spostamento, imponendo una deformazione simmetrica, pari all'1% della lunghezza libera (l_0) della barra, per la trazione e per la compressione.

La scelta di una deformazione simmetrica fa sì che la barra venga messa nella peggior condizione di carico possibile, infatti, nella realtà la deformazione causata dalla trazione è solitamente superiore alla deformazione applicata alla barra nella fase di compressione.

I principali risultati sperimentali riguardano l'ampiezza di carico e l'energia dissipata rilevate durante l'applicazione dei cicli di carico. Entrambe le grandezze rappresentano una misura del danneggiamento che si verifica nella barra durante l'applicazione dei cicli di carico.

L'andamento tipico del diagramma di una prova ciclica a deformazione massima costante è illustrato nella Figura 10, in cui è ben evidente la riduzione dell'ampiezza di carico all'aumentare del numero di cicli.

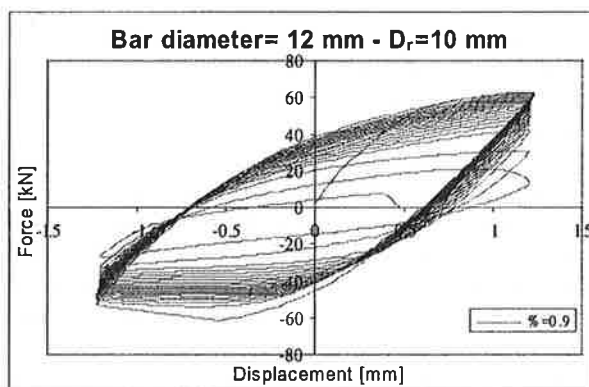


Fig. 10 – Tipico diagramma di una prova ciclica a deformazione costante determinato su una barra $\phi 12$ con percentuale di sezione resistente pari al 90% della sezione nominale integra.

Nella Figura 11 è mostrata una fotografia scattata appena dopo la rottura della barra che è sempre avvenuta nella fase di applicazione del carico di trazione.

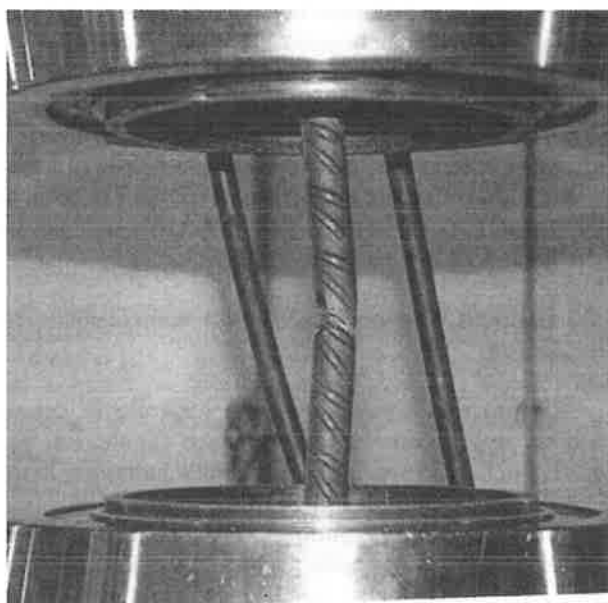


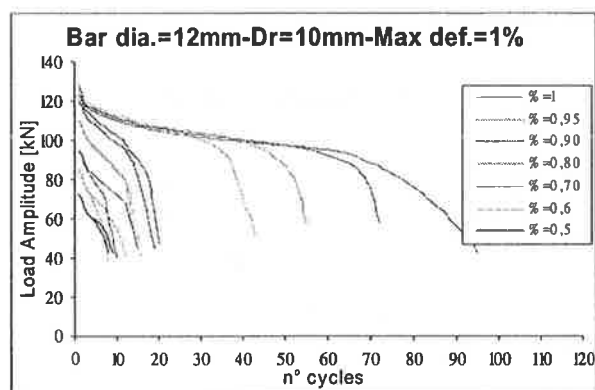
Fig. 11 – Fotografia di una barra tra i morsetti della Instron a fine prova.

Nella Figura 12 si riportano i diagrammi relativi alle prove effettuate sulle barre $\phi 12$ con diverse percentuali di sezione danneggiata da frese con punte di due diversi raggi ($Dr = 10$ e 6 mm); nello stesso diagramma sono anche riportati i risultati relativi al comportamento della barra integra. Si può notare la riduzione dell'ampiezza di carico che diventa sempre più rapida all'aumentare della percentuale di sezione danneggiata. Si può inoltre osservare come una riduzione minima di area resistente porti ad una rapida riduzione del massimo numero di cicli applicabile al provino (rispetto alla barra integra); ciò comporta una notevole peggioramento delle prestazioni di una struttura in calcestruzzo armato sottoposta al sisma.

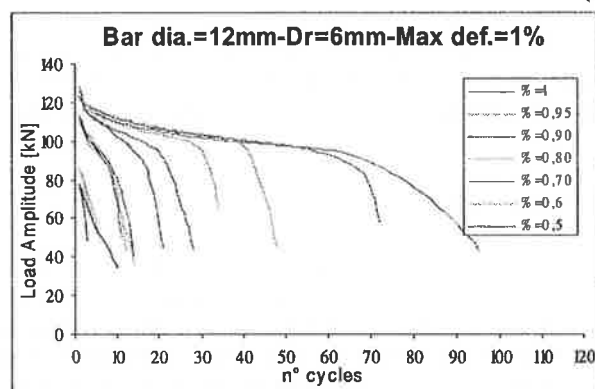
Le Figure 13-16 mostrano il massimo numero di cicli applicati alle barre in funzione della percentuale di area resistente di tutte le barre testate. I diagrammi evidenziano il danno provocato dalla corrosione localizzata sull'armatura con le ovvie conseguenze strutturali. Infatti, basta una piccola percentuale di sezione danneggiata (5%) per ridurre del 40% il numero massimo di cicli applicabile all'armatura. Quando il danneggiamento è invece pari al 10% ($\%A_{res}=0.9$), la resistenza a fatica diventa il 25% di quella della barra integra.

I risultati evidenziano inoltre che la geometria della zona danneggiata non influenza in modo significativo nemmeno la resistenza a fatica delle barre sottoposte a carichi ciclici con deformazione massima costante, con-

fermando ciò che si era già osservato dalle prove monotone di trazione.



(a)



(b)

Fig. 12 –Diagramma dell'ampiezza di carico in funzione del numero di cicli con deformazione massima costante, applicato a barre con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm (a) e di 6 mm (b).

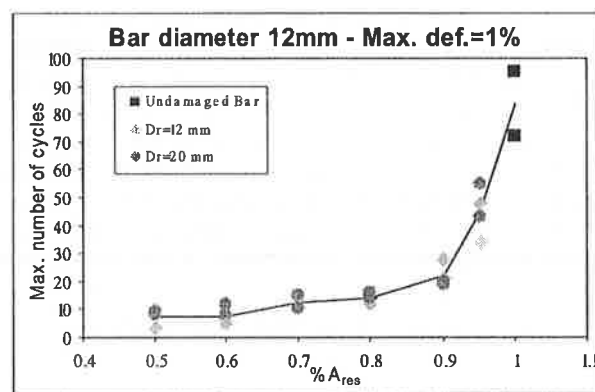


Fig. 13 – Massimo numero di cicli in funzione della percentuale di sezione resistente, applicati alle barre $\phi 12$ sottoposte a prove cicliche con deformazione costante.

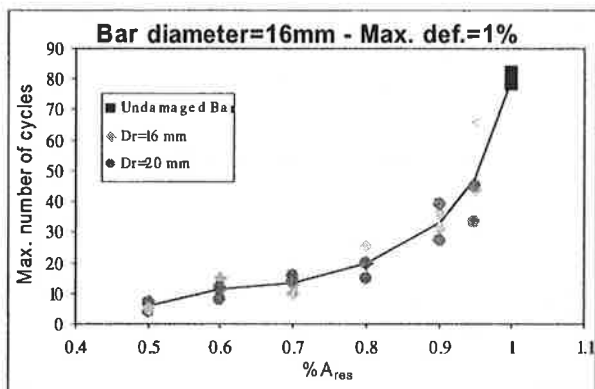


Fig. 14 – Massimo numero di cicli in funzione della percentuale di sezione resistente, applicati alle barre $\phi 16$ sottoposte a prove cicliche con deformazione costante.

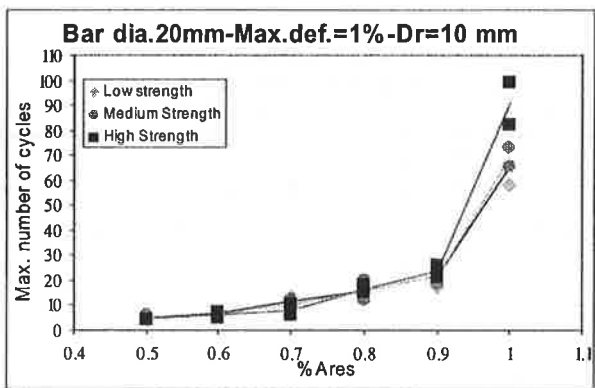


Fig. 15 – Massimo numero di cicli in funzione della percentuale di sezione resistente, applicati alle barre $\phi 20$ sottoposte a prove cicliche con deformazione costante.

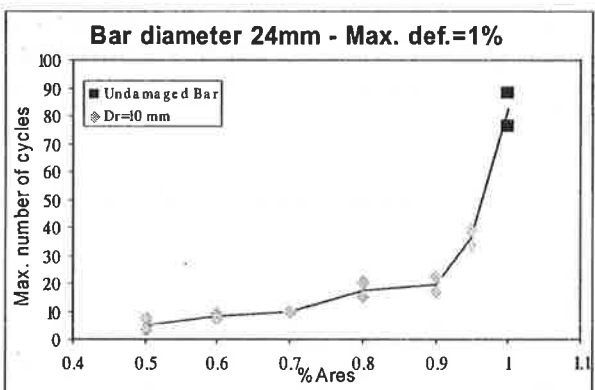
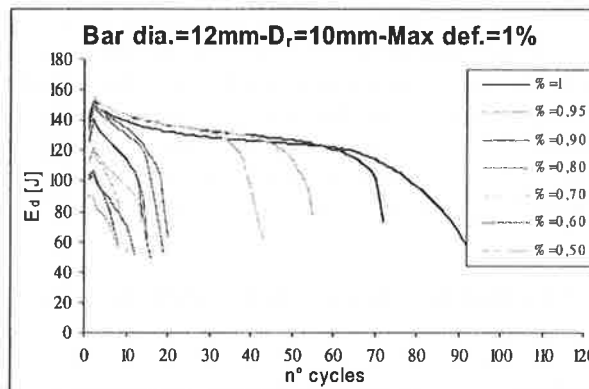


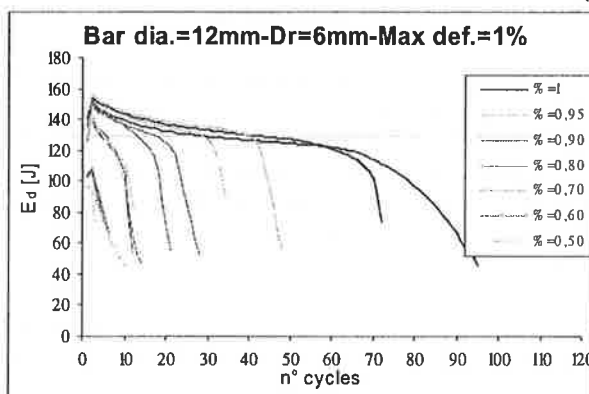
Fig. 16 – Massimo numero di cicli in funzione della percentuale di sezione resistente, applicati alle barre $\phi 24$ sottoposte a prove cicliche con deformazione costante.

Si riporta nella Figura 17 il diagramma dell'energia dissipata in un singolo ciclo (E_d), in funzione del numero dei cicli applicati, per diverse percentuali di area resistente della barra. Come si può notare, la riduzione

dell'energia dissipata è particolarmente evidente anche in barre che hanno subito un piccolo danneggiamento.



(a)



(b)

Fig. 17 – Diagramma dell'energia dissipata nel singolo ciclo in funzione del numero di cicli applicati a barre con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm (a) e di 6 mm (b).

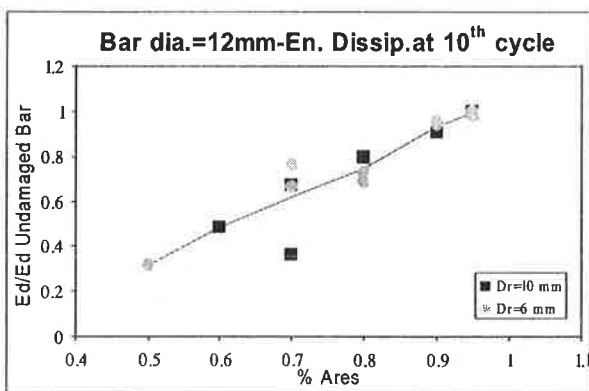


Fig. 18 – Diagramma dell'energia dissipata nel decimo ciclo di carico, rapportata al valore rilevato sulla barra integra, in funzione della percentuale di area resistente di una barra $\phi 12$ danneggiata con frese con raggio di 10 e 6 mm.

Nella Figura 18 si confronta l'energia dissipata nello stesso ciclo di carico, al variare della percentuale di sezione resistente. Prendendo come riferimento il decimo ciclo compiuto, la dissipazione di energia è diagrammata in funzione della percentuale di sezione resistente della barra. L'energia dissipata dalla barra danneggiata è rapportata all'energia dissipata dalla barra integra, per entrambe i diametri delle frese utilizzate. Si può notare che l'energia dissipata nel ciclo diminuisce con l'aumentare della percentuale di sezione danneggiata.

5.3 Risultati delle prove cicliche a deformazione crescente

In questa tipologia di prove, l'incremento di spostamento è stato imposto secondo la relazione:

$$\delta = \pm(1+n)\%l_0$$

dove:

δ rappresenta la deformazione massima imposta;

l_0 è la luce libera della barra;

$n=0,1,2, \dots$ è il numero del ciclo considerato.

La rottura è avvenuta sempre all'inizio del ciclo di trazione e in generale i provini non hanno compiuto più di 10 cicli totali ai quali corrisponde, in funzione del diametro, una deformazione imposta molto severa.

Nella Figura 19 è mostrato un tipico diagramma sperimentale ottenuto da una barra sottoposta a prova ciclica a deformazione massima crescente durante la prova.

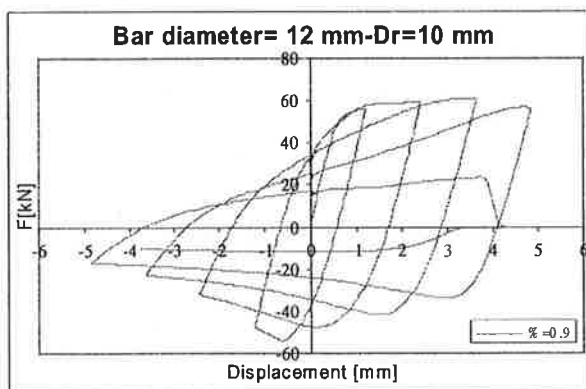
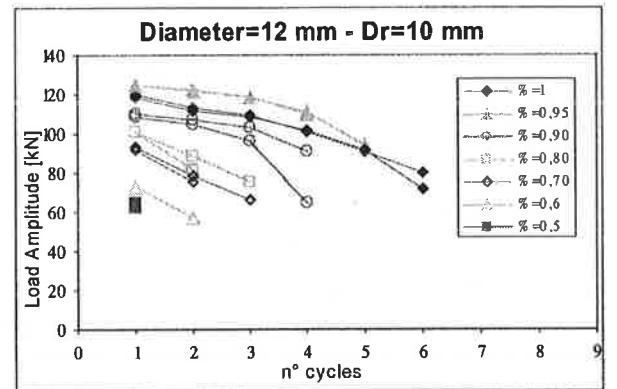


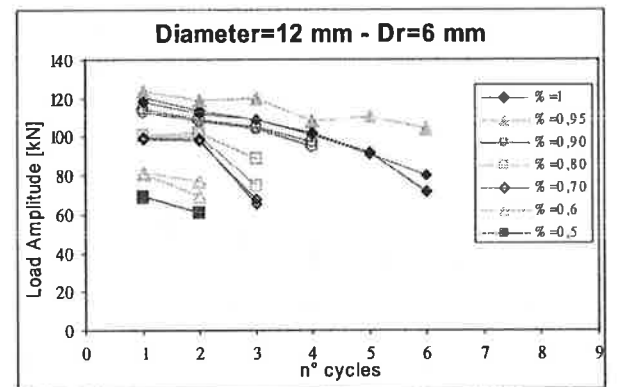
Fig. 19 – Tipico risultato di una prova ciclica determinata su una barra $\phi 12$ con percentuale di sezione resistente pari al 90% della sezione nominale integra.

Nella Figura 20 si riportano i diagrammi relativi all'andamento dell'ampiezza di carico in funzione del numero di cicli compiuti da una barra $\phi 12$, in funzione del numero di cicli applicati al provino. Anche in questo caso risulta evidente come i valori dell'ampiezza di carico si riducano in modo significativo per barre che hanno subito danneggiamenti superiori all'80%. Si può notare inoltre il limitatissimo numero di cicli applicabili al provino. La maggior ampiezza di carico rilevata dalla

barra con 5% di sezione danneggiata, non trova una particolare giustificazione e rientra nella normale dispersione dei risultati di prove di fatica.



(a)



(b)

Fig. 20 – Diagramma dell'ampiezza di carico in funzione del numero di cicli con deformazione massima crescente, applicato a barre $\phi 12$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm (a) e di 6 mm (b).

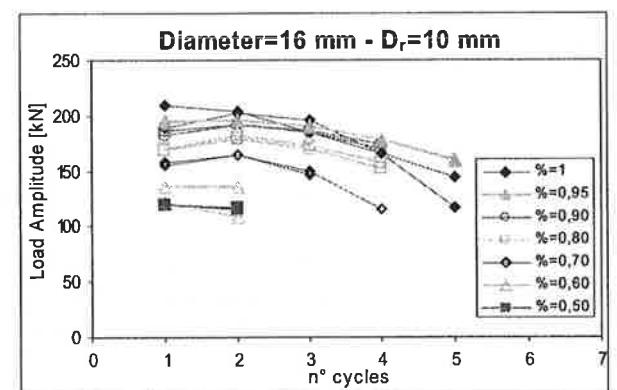


Fig. 21 – Diagramma dell'ampiezza di carico in funzione del numero di cicli con deformazione massima crescente, applicato a barre $\phi 16$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm.

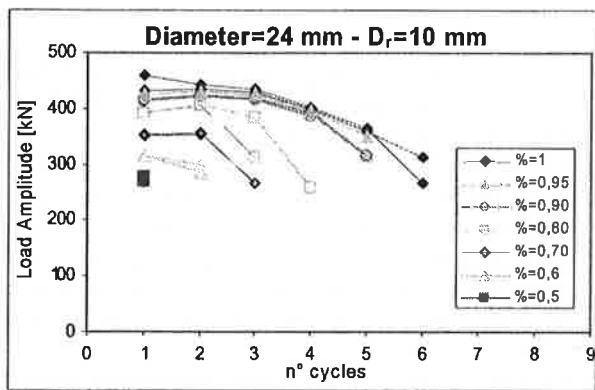
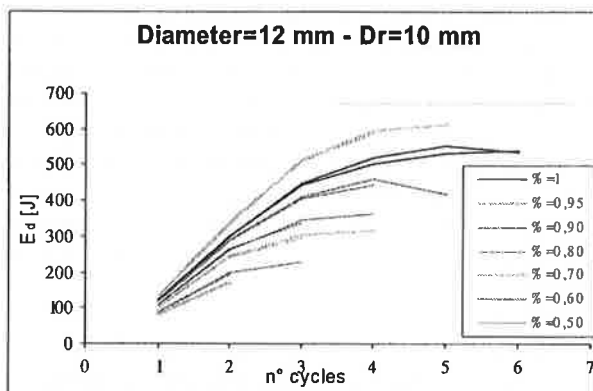
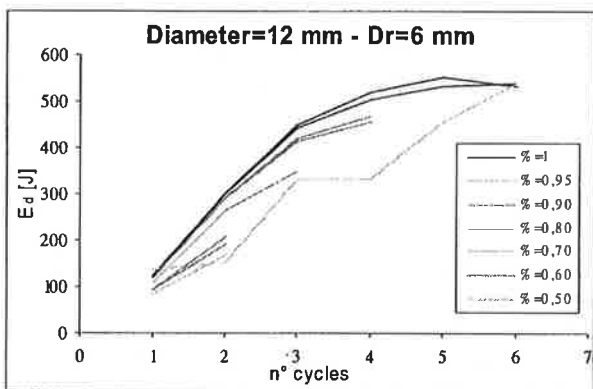


Fig. 22 – Diagramma dell'ampiezza di carico in funzione del numero di cicli con deformazione massima crescente, applicato a barre $\phi 24$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm.



(a)



(b)

Fig. 23 – Diagramma dell'energia dissipata in un singolo ciclo in funzione del numero di cicli con deformazione massima variabile, applicato a barre $\phi 12$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm (a) e di 6 mm (b).

Le Figure 21 e 22 mostrano la variazione dell'ampiezza di carico rilevata sperimentalmente dalle

barre con diametro di 16 e 24 mm rispettivamente. Si noti, anche per queste barre, la riduzione dell'ampiezza di carico all'aumentare della percentuale di area danneggiata.

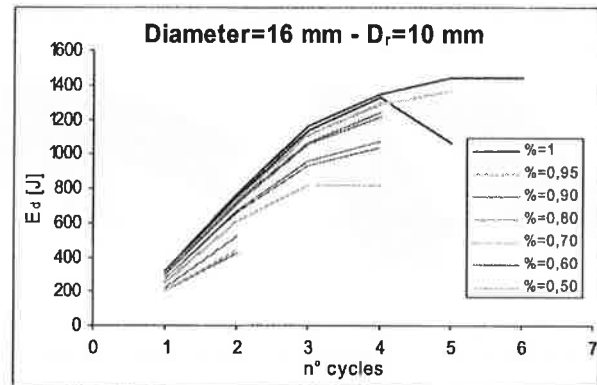


Fig. 24 – Diagramma dell'energia dissipata in un singolo ciclo in funzione del numero di cicli con deformazione massima variabile, applicato a barre $\phi 16$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm.

La Figura 23 mostra l'andamento dell'energia dissipata in funzione del numero di cicli, ottenuta sperimentalmente da tutte le barre $\phi 12$ con una diversa percentuale di sezione resistente. Dall'analisi dei diagrammi si nota come nelle barre che hanno subito un danneggiamento, anche solo pari al 10%, la capacità di dissipare energia venga ridotta in maniera sensibile e quindi ne venga compromessa la duttilità. Le Figure 24 e 25 mostrano risultati analoghi ai precedenti, ottenuti dalle barre con diametro di 16 e 24 mm rispettivamente.

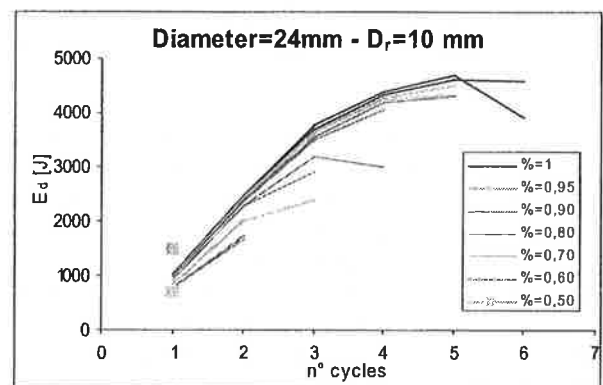


Fig. 25 – Diagramma dell'energia dissipata in un singolo ciclo in funzione del numero di cicli con deformazione massima variabile, applicato a barre $\phi 24$ con diverse percentuali di area danneggiata da una fresa con raggio di 10 mm.

Il meccanismo di rottura è diverso a seconda che si tratti di barre integre, che hanno la tendenza a rompersi

nella sezione compresa fra le nervature trasversali e barre invece con una sezione infragilita dal danneggiamento che rappresenta una discontinuità rilevante della sezione. Ciò è evidenziato dalla Figura 26 che mostra la superficie di rottura di due barre, una integra e una danneggiata al 70%, sottoposte a prove cicliche con deformazione variabile.

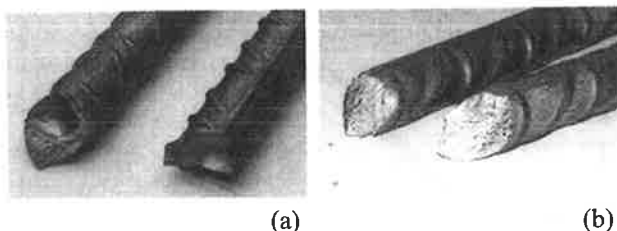


Fig. 26 –Punti di rottura rispettivamente di una barra danneggiata artificialmente (a) e di una barra integra (b) sottoposte a prove cicliche a deformazione costante.

6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente lavoro riguarda una sperimentazione su barre di armatura da calcestruzzo armato con danneggiamento locale provocato dalla corrosione (“pitting corrosion”).

I risultati sperimentali evidenziano come la corrosione localizzata possa danneggiare significativamente il comportamento meccanico delle barre di armatura da calcestruzzo armato.

Le prove di trazione hanno messo in evidenza, in aggiunta all’attesa riduzione del carico massimo applicabile alle barre corrose, la drastica riduzione di duttilità a cui conseguono le note limitazioni nel comportamento della trave, legate alla possibilità di redistribuire le azioni e di dissipare energia ove richiesto. La geometria del difetto provocato artificialmente non ha però influenzato particolarmente il comportamento meccanico delle barre.

I risultati delle prove di trazione sono stati confermati dalle prove di fatica a basso numero di cicli con inversione del carico, condotte imponendo sia una deformazione massima costante sia una deformazione massima crescente durante la prova. L’ampiezza massima del carico applicabile si riduce infatti all’aumentare della percentuale di sezione danneggiata dalla corrosione ma soprattutto si verifica una drastica riduzione del numero massimo di cicli applicabile alla barra che, con una perdita di sezione del 10%, diventa pari al 25% di quello applicabile alla barra integra.

Questo risultato quindi evidenzia ancora come la corrosione delle armature comprometta il buon funzionamento delle strutture, in particolare modo quando a queste è richiesta la dissipazione di energia come tipicamente nelle aree ad alto rischio sismico.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Federal Highway Administration (US) - 1981, Memorandum, “Bridge Deck Deterioration, a 1981 Perspective”, Office of Research, December.
- [2] P.Pedefferri - 1986, “La corrosione delle armature nel calcestruzzo”, Atti del convegno di studio su manutenzione, riparazione e durabilità delle strutture in cemento armato, Udine, 9-13 Giugno, pp.1-31.
- [3] P.Pedefferri et al. - 1998, “Corrosione nel calcestruzzo e negli ambienti naturali”, McGraw-Hill, Milano, p.70.
- [4] J. Cairns - 1997, “Bond of corroded reinforcement”, State of the Art Report: ‘Bond of reinforcement in concrete’, F.I.B. Bulletin n. 10, Losanna.
- [5] R. Fratesi - 1998, “Tondo zincato a caldo per l’edilizia”, L’industria italiana del cemento, N°735.
- [6] R. Cossandi - 2000, “Caratterizzazione meccanica di barre da c.a. corrose e miglioramenti portati dal rivestimento di zinco su barre in calcestruzzo con elevato tenore di cloruri”, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Brescia.
- [7] C. Franzoni - 2001, “Caratterizzazione meccanica durabilità di barre da C.A. rivestite di zinco”, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Brescia.
- [8] ENV 10080 - 1997, “Acciaio per cemento armato. Armature per cemento armato saldabili nervate B500.
- [9] Ministero dei Lavori Pubblici - 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”, D.M. 9.1.1996.
- [10] A.Franchi, P.Riva, P.Ronca, R.Roberti, M.La Vecchia - 1997, “Modalità di rottura delle barre di armatura in elementi di calcestruzzo soggetti a carichi ciclici”, Dipartimento di Ingegneria Civile, Technical Report N°3.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l’Ing. Rossella Cossandi per l’aiuto fornito nella conduzione delle prove di laboratorio e le elaborazioni numeriche.

Si ringraziano anche i tecnici del Laboratorio Pietro Pisa dell’Università di Brescia, ed in particolare Andrea Del Barba, per l’assistenza fornita nella preparazione dei provini e nella conduzione delle prove sperimentali.

Il materiale utilizzato nelle prove è stato offerto dalla Ferriera Valsabbia S.p.A. che ha anche effettuato i trattamenti termici particolari alle barre. Gli Autori desiderano esprimere un ringraziamento particolare al Dott. Ruggero Brunori, per aver favorito la collaborazione, ed al Sig. Fabrizio Oliva per la preparazione delle barre speciali.

SISTEMI ESPERTI PER LA PROGETTAZIONE PRELIMINARE E L'ACCETTAZIONE DELLE GRANDI OPERE DI INGEGNERIA CIVILE: USO DELLE RETI NEURALI

Aldo Cauvin¹, Giuseppe Stagnitto²

¹ Professore Ordinario, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia.

² Professore a Contratto, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia.

SOMMARIO

Viene presentata una procedura e un Sistema Esperto per la progettazione preliminare e la valutazione dei grandi progetti di ingegneria civile. Il procedimento, fondato sulle reti neurali e, precisamente sulle reti denominate Perceptron bistrato, si è rivelato particolarmente idoneo a svolgere un compito di questo genere, soprattutto per la possibilità di acquisire la conoscenza necessaria, non da esperti umani, ma dalle opere già realizzate, le cui caratteristiche, accumulate in una base di dati, vengono utilizzate per "istruire" la rete neurale.

SUMMARY

A procedure and an expert system program for the preliminary design and validation of important civil engineering projects is presented in this paper. The procedure, which is based on the so called "Perceptron" two layers neural network was found to be particularly suited to perform this kind of work, mainly for the possibility to acquire the necessary knowledge not from human experts but from the existing works, whose main characteristics are accumulated in a data base and are used to instruct the neural network.

1. PREMESSA

Scopo del presente lavoro è illustrare in modo sintetico le indagini effettuate dagli scriventi nel campo dei metodi della cosiddetta Intelligenza Artificiale, per individuare le procedure più idonee da inserire in un sistema esperto avente lo scopo di orientare sia i progettisti che i commissari addetti alla valutazione di progetti di grandi opere di ingegneria civile nelle loro scelte o giudizi per quanto riguarda le decisioni strategiche che determinano in misura prevalente la riuscita di un progetto.

Tali decisioni strategiche riguardano essenzialmente la progettazione preliminare, in cui vengono scelte la tipologia strutturale, i materiali e le modalità esecutive.

A tale scopo sono state esaminate diverse procedure e i primi risultati, ormai parzialmente superati dagli eventi successivi, sono stati presentati in questa sede

durante le giornate AICAP di Spoleto [9].

Successivamente si è giunti alla conclusione che i tradizionali metodi fondati su regole esplicite non erano, in questo campo specifico, particolarmente idonei ad ottenere risultati soddisfacenti, specialmente per la difficoltà oggettiva di formulare regole di progettazione tramite interviste con i progettisti del ramo, anche, ma non solo, per la probabile scarsa disponibilità degli stessi a fornire le necessarie informazioni.

Ci si è pertanto orientati su un metodo che consente sia la formulazione che l'utilizzazione della conoscenza in forma implicita, attraverso l'adozione delle cosiddette reti neurali.

Adottato tale approccio, è stata costruita una base di dati sperimentale, in cui sono riportate alcune caratteristiche significative di strutture da ponte ed è stato messo a punto un programma il cui motore inferenziale è fondato appunto su tali reti.

I risultati preliminari ottenuti sono a nostro avviso da ritenere estremamente soddisfacenti.

Tuttavia, per l'utilizzazione pratica del sistema è necessario disporre di un gran numero di dati di partenza e anche, di elaboratori di grande potenza e velocità. Infatti, anche se la procedura che verrà illustrata non è in sé complessa, la necessità di elaborare un elevatissimo numero di informazioni fa sì che i tempi di elaborazione diventino assai elevati.

Noi tutti sappiamo però che l'evoluzione degli elaboratori è talmente rapida che presto le difficoltà legate alla disponibilità di macchine idonee saranno superate anche facendo ricorso a elaboratori di tipo parallelo.

2. POTENZIALITA' E LIMITI DEL METODO

Alcuni equivoci nella valutazione di queste procedure da parte dei non esperti in questo campo specifico, nascono dalla definizione "intelligenza artificiale", la quale fa a prima vista presumere che le macchine siano dotate di una sorta di intelligenza nel senso umano del termine.

Il termine è dovuto al fatto che i pionieri di questa disciplina avevano concepito grandi speranze, che si sono poi rivelate in parte, ma solo in parte, infondate.

E' questo un atteggiamento comune quando si scoprono potenzialità nuove.

In realtà ciò che le macchine fanno, e lo fanno assai meglio dell'uomo, è vagliare un enorme numero di dati e, attraverso i procedimenti della logica formale, individuare quali informazioni siano significative e quali decisioni siano coerenti con i dati disponibili e, quindi con l'esperienza progressa nel campo che viene indagato.

D'altra parte noi sappiamo che la progettazione strutturale si è sempre basata in passato e ancora si basa oggi, sia pure in misura minore, sull'esperienza progressa.

Infatti, nonostante i grandi progressi dei metodi di analisi strutturale, le strutture sono un sistema fisico talmente complesso che sulla previsione del loro comportamento, permangono sensibili incertezze.

Lo scopo fondamentale del metodo che verrà illustrato non è quello di elaborare un progetto di massima né, tanto meno di giudicare senza appello un progetto esistente ma bensì di dire quali siano, in un dato contesto, le soluzioni che sono coerenti con l'esperienza passata.

Il fatto che in un progetto tale coerenza non ci sia non significa necessariamente che esso non sia valido,

anche se esistono elevate probabilità che non lo sia.

Esso potrebbe essere un progetto tanto innovativo da rompere in modo drastico con il passato e da non avere quindi precedenti.

Tuttavia quando si devono fare scelte che comportano elevatissimi oneri per la comunità è necessario vagliare con estrema attenzione le caratteristiche dei progetti particolarmente anomali rispetto all'esperienza passata: soprattutto è necessario rilevare la presenza e l'entità di tali anomalie.

I cosiddetti "Sistemi Esperti" sono stati usati in molti campi della scienza e della tecnica per meglio organizzare e, soprattutto utilizzare le conoscenze disponibili in campi specifici.

Poiché tali conoscenze crescono in modo assai rapido, sorge il problema di una corretta ed efficace utilizzazione di una grande quantità di dati nella risoluzione di uno specifico problema.

D'altra parte non tutte le conoscenze si prestano ad essere trasmesse mediante i mezzi tradizionali (libri, corsi di istruzione ecc). Infatti, esiste un tipo di conoscenza, che si potrebbe definire pragmatico od operativo, che nel linguaggio comune viene raggruppato sotto la denominazione di "esperienza pratica" che mal si presta ad essere formalizzato in modo convenzionale anche perché è, in certa misura, soggettivo.

È appunto tale tipo di conoscenza operativa, riconducibile a regole più o meno empiriche che più si presta ad essere introdotta nei Sistemi Esperti.

La conoscenza operativa è di solito acquisita dall'esperto con la propria esperienza personale e dal contatto diretto con altri esperti ed è di conseguenza limitata dall'ambiente in cui egli ha operato in passato.

Uno dei fondamentali vantaggi dell'uso di un Sistema Esperto è la possibilità di utilizzare una base di dati, sia culturali che operativi, che è il risultato di una esperienza assai più vasta acquisita da molti esperti in circostanze assai diversificate. Altro vantaggio è quello di individuare rapidamente, in funzione dei dati di partenza di uno specifico problema, quelle conoscenze che sole sono rilevanti ed utili alla soluzione di quel problema. Quest'ultima caratteristica è ovviamente preziosa quando i dati a disposizione sono, come è di solito, numerosi e difficili da estrarre dalla voluminosa e dispersa documentazione disponibile.

Non vi è pertanto nulla di esoterico e misterioso nell'uso dei procedimenti dell'"Intelligenza Artificiale" come il titolo della disciplina indurrebbe superficialmente a supporre: si tratta semplicemente di una procedura più razionale per organizzare la

conoscenza disponibile in uno specifico settore in modo in modo da rendere tale conoscenza più facilmente ed efficacemente utilizzabile. L'uso dell'elaboratore nella manipolazione di tali schemi formali può in molti casi portare a risultati non ottenibili dal cervello umano.

Ci si potrebbe a questo punto chiedere se i metodi "Euristici" dell'intelligenza artificiale, fondati su una logica di tipo essenzialmente qualitativo, siano utilizzabili anche nella progettazione strutturale che, a prima vista, sembra fondata esclusivamente sugli algoritmi quantitativi dell'analisi strutturale che seguono procedure ben definite e programmabili su elaboratore in modo convenzionale.

In realtà, come si vedrà, le scelte fondamentali della progettazione strutturale sono di natura logica, in parte qualitativa, e quindi riconducibili a processi logici di tipo euristico. L'analisi strutturale costituisce solo la fondamentale verifica delle scelte fatte e viene pertanto usata solo in un secondo tempo.

Nei paragrafi che seguono verrà illustrata la procedura adottata e verrà descritto, nelle sue linee generali, il programma approntato.

3. I PROCEDIMENTI LOGICI: UN PROFILO STORICO

Viene a questo punto naturale chiedersi se le procedure che utilizzeremo rappresentino dal punto di vista concettuale una novità.

La risposta è sicuramente negativa.

Fin dall'Antichità Classica ci si rese conto che il ragionamento umano è in certa misura un procedimento meccanico, riconducibile a regole ben definite.

In fig. 1 è riportato uno schema rappresentante in estrema sintesi lo sviluppo delle teorie relative al ragionamento logico evolutesi in parallelo al pensiero matematico (che, a ben riflettere, non è che l'aspetto quantitativo del ragionamento logico) e, spesso, ad opera dei medesimi personaggi.

L'intelligenza artificiale altro non è che la meccanizzazione di quelle parti del ragionamento umano che, come è noto da secoli (si può risalire fino ad Aristotele e, in tempi più recenti a Leibniz e Boole [8]), sono riconducibili a schemi formali.

L'avvento dell'elaboratore elettronico, così come ha consentito di automatizzare i processi algoritmici e in particolare quelli (come l'algebra delle matrici) inidonei al calcolo manuale, così ha consentito di trasformare i procedimenti della logica formale, conosciuti da secoli e formalizzati nella forma attuale

all'inizio del secolo scorso in potenti meccanismi di elaborazione inferenziale di informazioni di tipo qualitativo (fig. 1).

4. I SISTEMI ESPERTI E LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Le fasi preliminari della progettazione strutturale sono:

- **la scelta dei materiali strutturali;**
- **la scelta delle tipologie strutturali;**
- **la scelta preliminare delle dimensioni delle sezioni critiche.**

Di norma queste operazioni sono effettuate in base al giudizio critico del progettista, fondato a sua volta sulla sua esperienza operativa, che è, per sua natura in certa misura soggettiva e fondata su decisioni qualitative e intuitive.

In altre parole è questo un classico esempio di processo logico che può essere descritto, guidato e razionalizzato con i metodi dell'Intelligenza Artificiale.

La progettazione e, in particolare, la progettazione strutturale, è l'oggetto della presente nota.

La nostra attenzione si è fissata su un problema di progettazione specifico: la progettazione strutturale dei ponti.

La scelta dei ponti, fra le molte tipologie strutturali disponibili, è stata dettata, oltre che dalla specifica competenza e interesse degli Autori, da alcune caratteristiche che sembrano rendere questo tipo di struttura particolarmente adatto ad essere progettato con l'ausilio degli strumenti dell'Intelligenza Artificiale.

Queste caratteristiche sono:

- i ponti sono opere di grande importanza e quindi le decisioni in sede di progetto hanno importanti conseguenze sul piano economico e ambientale;
- le interazioni con problemi non strutturali sono relativamente piccole in quanto essi influenzano (problemi idraulici e di circolazione) i dati d'ingresso del problema e non il processo di progettazione in sé;
- i ponti sono costruzioni dove il costo della struttura rappresenta gran parte del costo totale;
- i ponti sono strutture semplici dal punto di vista topologico e sono quindi relativamente semplici da classificare;

Una situazione abbastanza simile esiste nel caso delle Strutture Alte, dove pure sono stati fatti sforzi per la preparazione di sistemi esperti dedicati alla progettazione (strutturale e non) [1], [6], [9], [13], [14].

In generale i metodi illustrati si applicano con

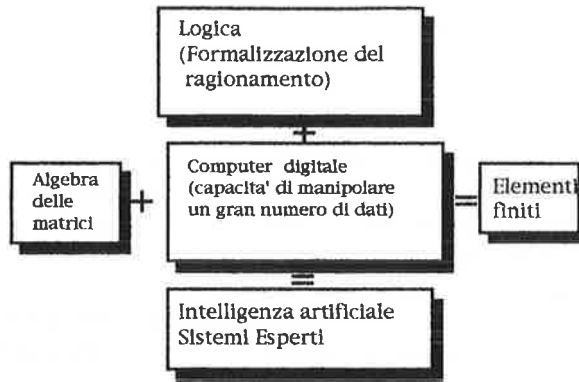


Fig.1-Logica formale e Intelligenza Artificiale

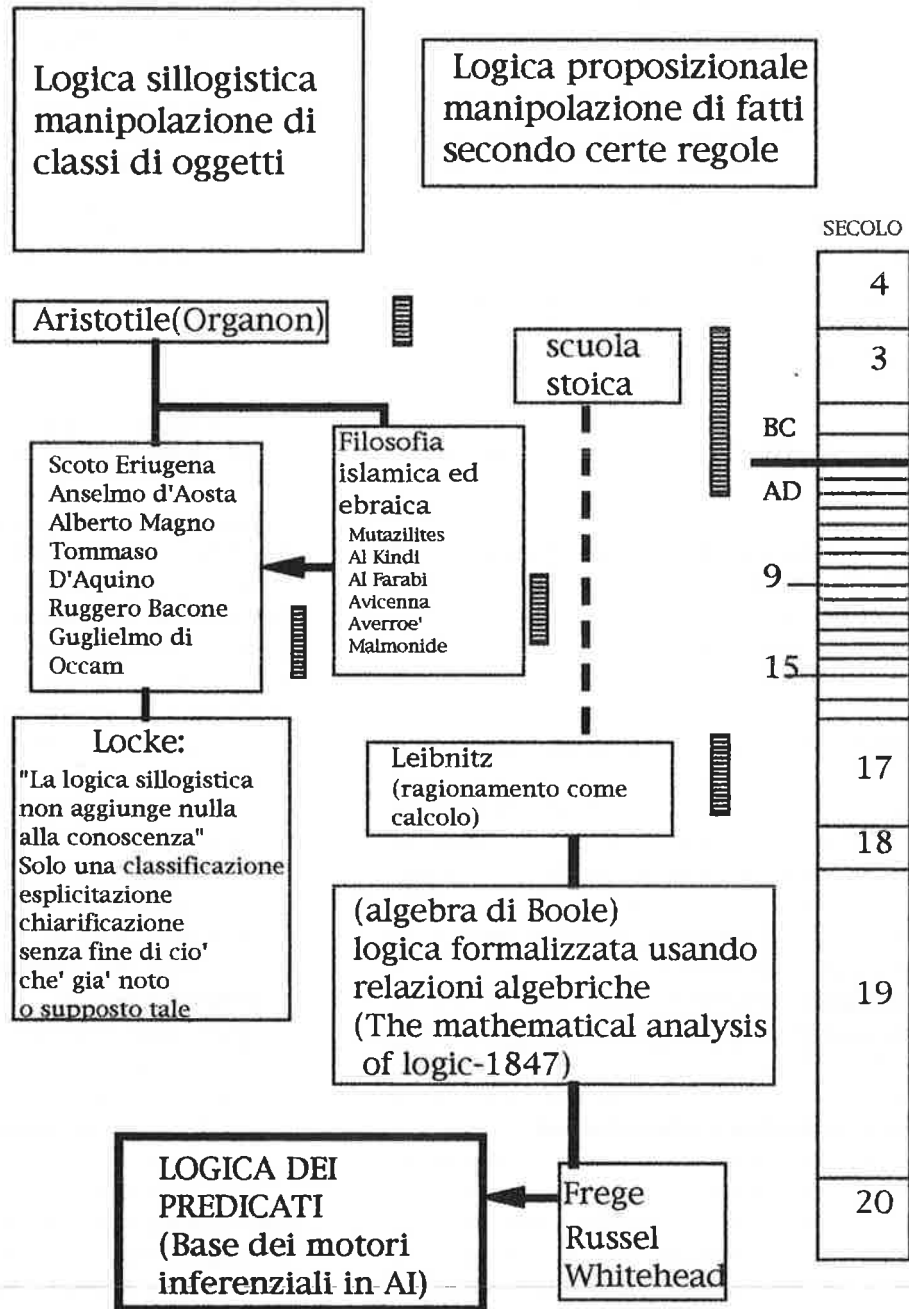


Fig.2-Schema dell'evoluzione storica dei procedimenti di logica formale

profitto a costruzioni di grande luce o di grande altezza in cui l'aspetto strutturale, nell'ambito del progetto complessivo, assume importanza prevalente e quindi le interazioni con altri tipi di progettazione (architettonica, impiantistica) siano relativamente ininfluenti (caso dell'architettura strutturale).

Con riferimento al problema generale della Progettazione Strutturale e, più in dettaglio, alla progettazione dei Ponti, è importante chiarire innanzitutto quali sono gli obiettivi che si intende perseguire e i dati d'ingresso che occorre inserire per risolvere uno specifico problema.

Per quanto riguarda i ponti gli obiettivi principali da perseguire sono i seguenti:

- **Determinazione del materiale e dello schema strutturale più adatti.**

Il processo deve essere in grado di chiarire con sufficiente dettaglio lo schema strutturale che soddisfa nel modo migliore le condizioni al contorno del problema.

- **Determinazione del tipo e delle dimensioni principali dell'impalcato e delle pile nelle sezioni critiche.**

In armonia con i dati disponibili tratti da un adeguato numero di opere realizzate, le dimensioni di massima e il tipo di sezione devono essere scelti in modo appropriato.

- **Determinazione del procedimento costruttivo più adatto.**

In armonia con le caratteristiche generali del progetto, le condizioni ambientali e le esigenze di ordine economico, il Sistema Esperto deve individuare il procedimento costruttivo più adatto.

5. DEFINIZIONE DEL CONTESTO. CLASSIFICAZIONE DELLE TIPOLOGIE

Per ottenere tali risultati devono essere forniti al processo dati iniziali in grado di definire univocamente le esigenze dello specifico problema.

Nel caso dei ponti i dati iniziali rientrano nelle categorie seguenti:

- **Dati topologici derivati dall'orografia del terreno e dalle esigenze di tipo geognostico e idraulico.**

Per semplicità sono state individuati cinque tipi di schema geometrico, a cui è possibile ricondurre tutti (o quasi) i casi possibili.

- **Dati iniziali aggiuntivi che definiscono le altre condizioni al contorno.**

Come già detto questo genere di informazioni può essere fornito al programma utilizzando una procedura interattiva del tipo "domanda e risposta"

in cui una serie coordinata e coerente di domande permette di orientare la ricerca nel modo più opportuno.

Nella costruzione di un sistema esperto di questo tipo, la prima operazione da compiere è la classificazione univoca e coerente delle tipologie strutturali utilizzabili.

Tale operazione risulta relativamente semplice nel caso dei ponti, in quanto le tipologie generali utilizzabili sono limitate. Si vedano a tale proposito le memorie [9], [10], [14], [18].

A tali tipologie generali (di primo livello) si possono far corrispondere tipologie più specifiche, ad esse subordinate nel senso che le proprietà e, in particolare le regole attribuite al primo livello, si trasmettono "ereditariamente" al secondo venendosi così a costituire una struttura gerarchica di concetti (approccio problem oriented [9], [15], [18]) che permette di semplificare, suddividendola in parti indipendenti, la base di conoscenza.

Ad esempio alla tipologia strutturale di primo livello "Ponte ad arco" corrispondono dei sottotipi di secondo livello che descrivono le variazioni possibili dello schema base (ponte ad arco ad impalcato superiore, ad impalcato inferiore a spinta eliminata, ecc.).

6. USO DELLE RETI NEURALI (NEURAL NETWORKS)

Come già accennato i meccanismi inferenziali classici, fondati su regole esplicite, non paiono particolarmente adatti a risolvere i problemi di progettazione.

Dalle indagini fatte dagli scriventi, le reti neurali sono emerse come la metodologia più idonea per questa particolare applicazione.

Come è noto, i circuiti neurali o neuronali presentano rispetto alle altre tecniche di intelligenza artificiale alcuni vantaggi, il più importante dei quali, ai nostri fini, è la possibilità di "istruirli" utilizzando procedure che non richiedono la presenza di esperti capaci di codificare la propria esperienza in gruppi di regole. Un altro vantaggio prezioso deriva dal fatto che un limitato numero di errori commessi durante l'istruzione non influenza in pratica l'efficienza della rete purché il numero delle informazioni corrette sia largamente prevalente su quelle inesatte.

È stata una sorpresa lo scoprire che il problema della progettazione preliminare poteva in certa misura essere risolto facendo uso di una rete assai semplice a due strati, la cosiddetta rete "Perceptron".

Come risulta dalla fig. 3, una base di conoscenza

utilizzata a fini di progettazione può essere rappresentata da una rete di nodi e connessioni che possono essere interpretate come una rete neuronale caratterizzata da due "strati":

- i nodi del primo strato rappresentano tutte le possibili scelte progettuali;
- i nodi del secondo strato rappresentano tutte le possibili prestazioni fornite dalle scelte del primo strato.

Ogni nodo del primo strato è connesso con ogni nodo del secondo, mentre i nodi dello stesso strato non sono connessi fra loro.

Questa è appunto la rete denominata "Perceptron", largamente utilizzata in applicazioni di monitoraggio

Nel caso specifico la sua utilizzazione è di tipo assai diverso.

Le connessioni fra i due strati possono essere rappresentate da una matrice booleana dove uno rappresenta l'esistenza di una connessione fra una scelta progettuale e una prestazione fornita (e, quindi, l'esistenza di una regola o "modello" che esprime il fatto che la prestazione è conseguenza sicura della scelta fatta) mentre lo zero sta ad indicare la non esistenza di connessione.

Vediamo ora come una matrice di questo tipo, che rappresenta compiutamente la base di conoscenza, possa essere costruita e modificata.

Esaminando accuratamente informazioni significative concernenti un numero adeguato di progetti realizzati, le condizioni al contorno e quindi le prestazioni richieste secondo le quali tali strutture sono state progettate possono essere individuate.

In altre parole noi utilizziamo in questa fase una procedura che è l'inversa di quella della progettazione: invece di fare una scelta progettuale sulla base di date condizioni al contorno, data una scelta progettuale individuamo le condizioni in base alle quali questa scelta è stata fatta.

Quando le connessioni fra scelte e prestazioni fornite sono state individuate per un numero sufficiente di progetti eseguiti, diventa possibile "istruire" la rete neuronale in modo che la base di conoscenza ricavata dagli esempi possa essere gradualmente incorporata in essa.

Per questa procedura di istruzione, una volta che le tipologie strutturali e le prestazioni richieste sono state individuate e classificate, non è necessario fare uso di uno specialista di progettazione strutturale in quanto il metodo usato è essenzialmente meccanico.

Si può procedere nel modo seguente (fig. 4).

All'inizio della procedura, la matrice booleana $[\beta]$ è vuota (ogni β_{ij} è = 0).

Le sue dimensioni sono date dal numero di possibili

scelte di progetto (numero delle righe) e dal numero massimo di prestazioni richieste (numero di colonne).

- Vengono preparate delle schede per ogni esempio di progetto, riportanti le scelte progettuali e le prestazioni richieste dal progetto stesso.
- Contatori vengono associati ad ogni scelta progettuale e ad ogni connessione
- Le schede vengono esaminate ad una ad una: ad ogni esame i contatori della corrispondente scelta progettuale $i(N_i)$ e delle connessioni (M_{ij}) vengono incrementate di una unità
- Viene calcolato il rapporto $R_{ij} = N_i/M_{ij}$ per ogni connessione.
- Quando il rapporto R_{ij} diventa maggiore di una soglia prefissata T (per esempio 0.8) la connessione è attivata ($\beta_{ij} = 1$). Quando R_{ij} diventa $< T$ β_{ij} viene mantenuto (o posto di nuovo) = 0 (connessione disattivata).

Il significato della soglia T fissata è ovvio: quando un numero sufficiente di esempi è stato esaminato e più dell'80% di una determinata tipologia strutturale si è rivelata collegata a una certa prestazione richiesta, diventa ragionevole supporre che tale prestazione ha contribuito in modo decisivo a determinare la scelta di tale tipologia.

È pertanto ragionevole, in quanto le prestazioni richieste devono corrispondere alle prestazioni fornite, adottare una regola che connette tale scelta con tale prestazione.

La scelta della soglia deve essere fatta con attenzione, in relazione alla distribuzione e al numero dei dati disponibili. Non è quindi una scelta da fare "a priori".

Potremmo dire che la soglia definisce il grado di affidabilità della regola.

La correlazione tipo-comportamento trovata per un esempio singolo potrebbe essere la conseguenza di un errore di giudizio del progettista di quell'esempio; è tuttavia improbabile che l'80% dei progettisti che hanno scelto una certa tipologia abbiano compiuto il medesimo errore.

Il tipo di competenza che può essere acquisito per questa via è quindi tutto fondato sull'esperienza collettiva pregressa contenuta negli esempi scelti, nell'ipotesi che la maggior parte dei relativi progettisti si sia comportata in modo competente.

Non è per questa via che possono essere elaborati progetti innovativi; tuttavia nell'ingegneria strutturale l'esperienza passata è sempre stata, anche per ovvi motivi di sicurezza, la principale fonte di informazione.

A questo punto la rete "istruita" può essere utilizzata per effettuare scelte progettuali:

- lo strato che contiene le prestazioni è usato come

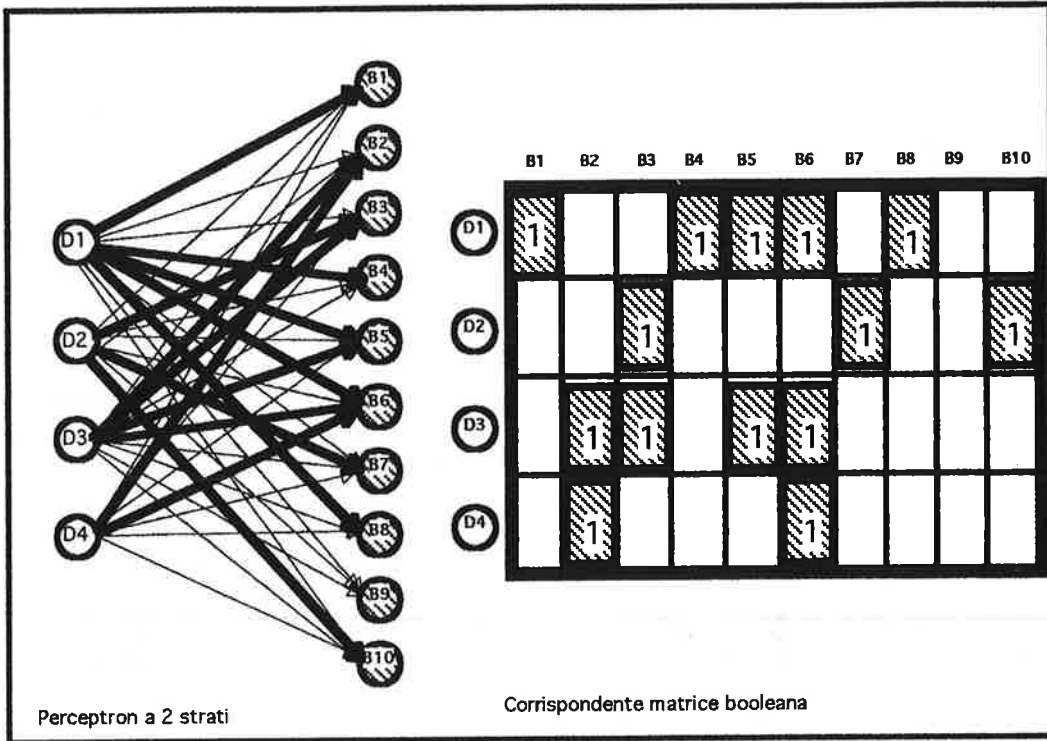


Fig.3- "Perceptron" a due strati e corrispondente Booleana

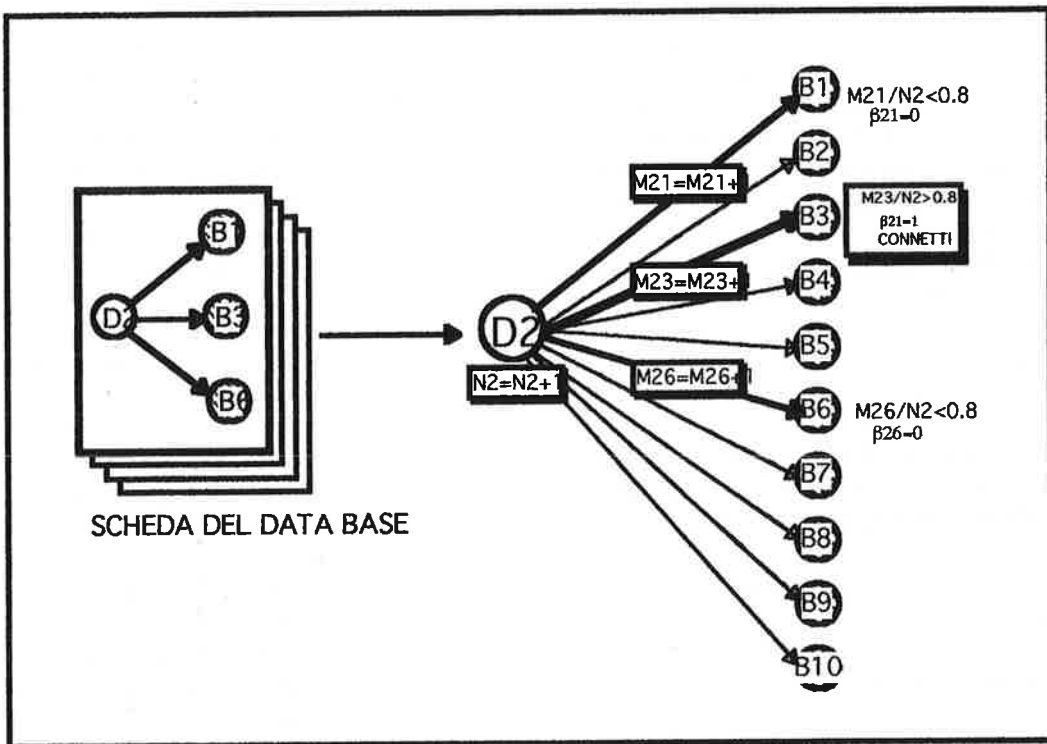


Fig.4-Istruzione della rete(da sinistra nello schema)

- strato di input per le prestazioni richieste;
- la matrice $[\beta]$ diventa, secondo la terminologia delle reti neurali la matrice dei "pesi";
 - i nodi dello strato di output (quello delle scelte tipologiche) elaborano i segnali provenienti dalle connessioni come somme dei pesi delle connessioni stesse (fig. 5).

Il valore "di soglia" è rappresentato in questo caso dal numero delle prestazioni richieste. Quando questa soglia è raggiunta il neurone terminale, corrispondente a una scelta tipologica è attivato il che corrisponde ad effettuare tale scelta.

Sulla figura 6 viene riportata, a puro titolo di esempio una rete molto semplificata che permette di effettuare scelte tipologiche di strutture da ponte in base a condizioni al contorno che, nell'esempio dato, vengono limitate alle luci principali e al tracciato di base.

Due condizioni al contorno vengono fornite; come conseguenza la soglia è = 2.

Solo tre neuroni dello strato di output raggiungono tale soglia: quelli corrispondenti allo schema di trave continua (in CAP o struttura mista) o di telaio (CAP).

In pratica la rete è assai più complicata, a causa dell'assai maggior numero di tipologie e di condizioni al contorno che si incontrano in pratica.

Inoltre può essere conveniente utilizzare reti perceptron multistrato, in cui cioè sono presenti strati di neuroni interni a quelli di input e di output.

Notiamo da ultimo che utilizzare direttamente le reti neurali significa fare ricorso ad una base di conoscenza incorporata nella rete stessa e quindi presente in forma implicita, mentre l'approntamento di regole fornisce una conoscenza esplicita che può essere facilmente modificata a giudizio dell'utilizzatore. Consideriamo però che le reti neurali possono essere anche usate in forma indiretta e cioè come costruttrici di regole che possono poi, più o meno modificate, essere elaborate da un meccanismo inferenziale classico, fondato cioè su regole esplicitamente espresse.

7. ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DELLE INFORMAZIONI - SCHEMA GENERALE DEL SISTEMA ESPERTO

La procedura di progetto preliminare può essere divisa nelle fasi seguenti:

- a) definizione delle condizioni al contorno generali;
- b) definizione delle prestazioni richieste di carattere generale;
- c) definizione del tracciato geometrico;
- d) definizione dello schema strutturale;

- e) definizione di tipo e forma dei singoli componenti;
- f) dimensionamento preliminare;
- g) computo metrico estimativo preliminare.

Le prime due fasi costituiscono la formulazione del problema e richiedono di norma l'uso di procedimenti deduttivi.

Questi processi possono essere di tipo algoritmico quando, dalle condizioni al contorno generali, devono essere derivate specifiche di tipo numerico: per esempio quando dal profilo trasversale di una vallata che deve essere scavalcata da un ponte e dalla quota del piano stradale devono essere derivate le luci delle campate e le altezze delle pile: questi dati sono a loro volta indispensabili, nella fase di progetto, per la scelta dello schema strutturale del tipo di impalcato e di pila, con le relative dimensioni di massima.

Un procedimento deduttivo euristico potrebbe invece essere usato quando si debbano derivare specifiche di natura qualitativa e questa derivazione non è ovvia. A tale scopo potrebbe essere usato un procedimento deduttivo classico (concatenazione in avanti) associato ad una opportuna base di conoscenza.

Di maggior interesse per questa trattazione sono le fasi successive, quelle cioè che partono dopo la definizione del tracciato geometrico.

Tali fasi costituiscono il progetto vero e proprio ed è opportuno che vengano divise in un certo numero di livelli.

Lo scopo di questa divisione, che simula la procedura utilizzata da tutti i progettisti, è quella di suddividere lo "spazio di progetto" in sottospazi più piccoli, gerarchicamente organizzati, in modo da operare su un minor numero di variabili e su basi di conoscenza più ristrette.

Infatti ogni livello viene trattato in maniera separata, procedendo dai livelli più alti in ordine gerarchico verso i livelli più bassi (cioè dalle scelte più generali si passa gradualmente a quelle più specifiche e particolari) tenendo però conto, quando si passa a un livello inferiore dei vincoli posti dalle scelte effettuate ai livelli superiori che vengono aggiunti alle condizioni al contorno generali. Nell'ambito di ogni livello si procede utilizzando reti neurali separate, usando la base di conoscenza specifica del livello utilizzato.

Con tale modo di procedere (metodo dall'alto in basso con propagazione dei vincoli-top down refinement plus constraint propagation) si suppone, come avviene di solito, che le decisioni più generali e strategiche influenzino le decisioni relative alla definizione dei particolari ma che il contrario non possa avvenire.

Sebbene possano esserci eccezioni a questa regola,

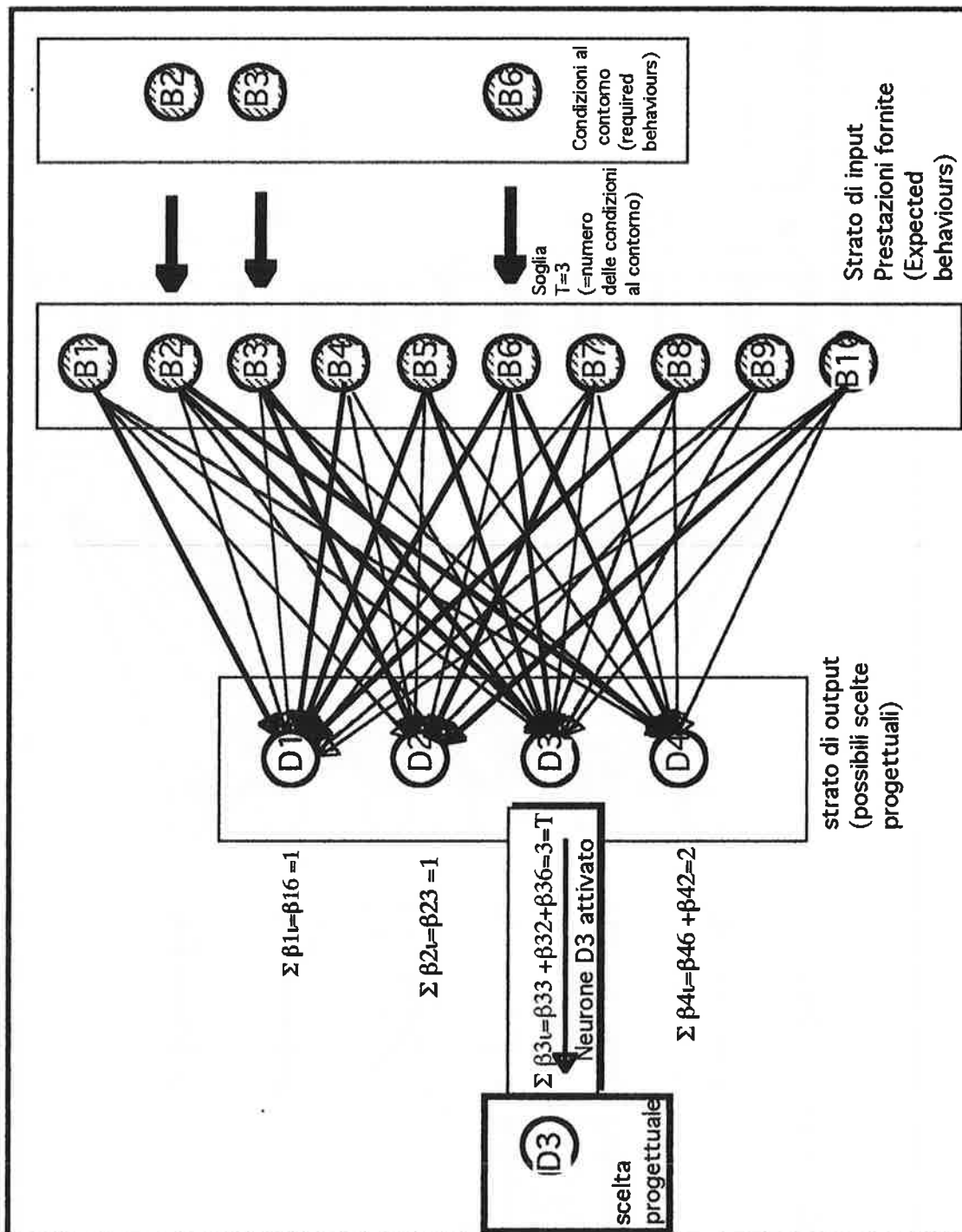


Fig.5-uso della rete nella progettazione(ingresso da destra)

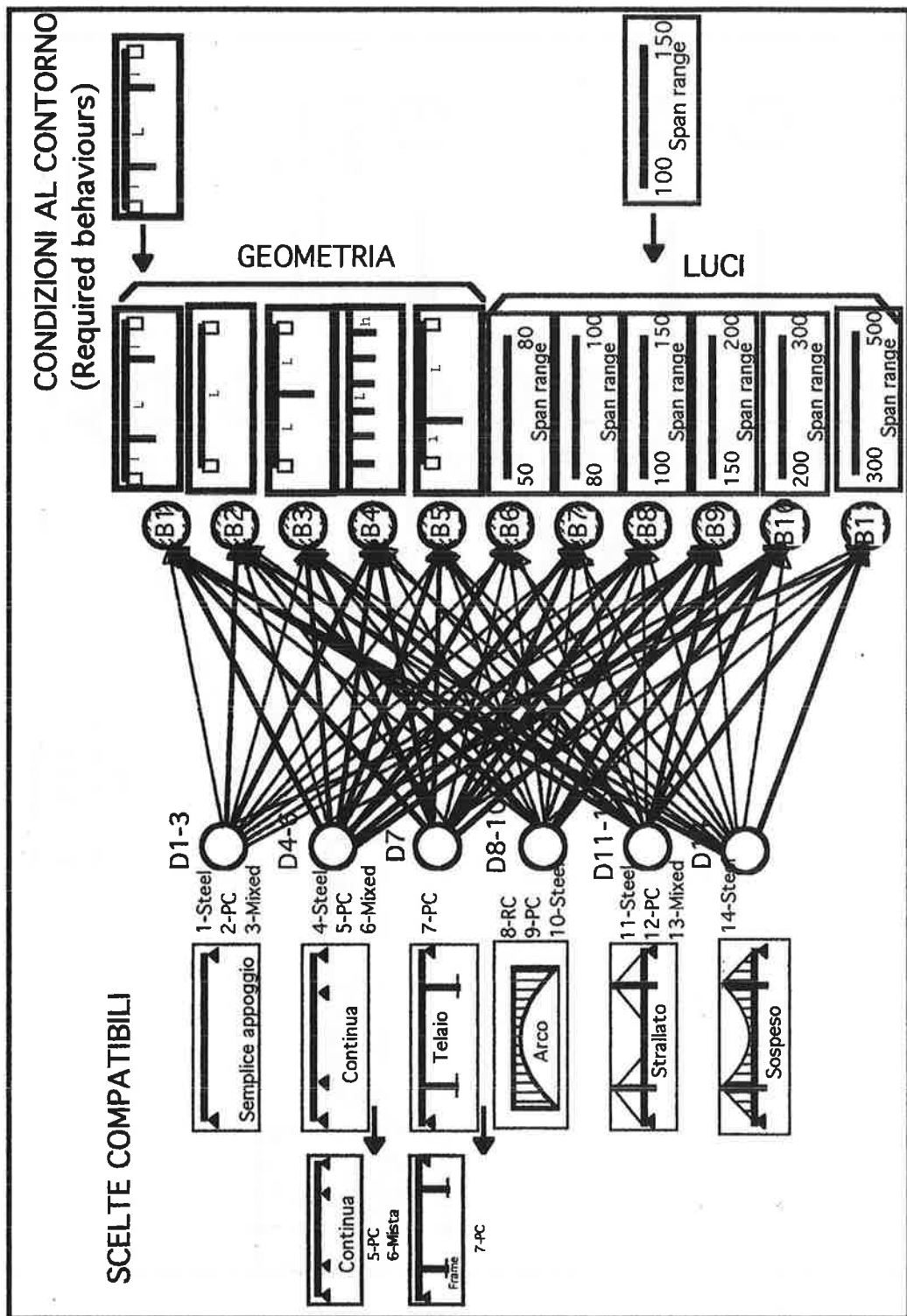


Fig.6-schema esemplificativo di uso della rete nella scelta tipologica dei ponti

in generale questo è quanto avviene di solito nella progettazione.

Poiché sia gli input che gli output in questo tipo di problema sono di natura grafica, è parso opportuno "annidare" le procedure citate all'interno di un programma CAD di larga diffusione, in modo da poter utilizzare le potenzialità grafiche di detto programma. E' stato usato il linguaggio di programmazione "autolisp" che essendo una variante de lisp classico, è particolarmente idoneo a programmare inferenze di tipo logico.

8. CONCLUSIONI

La procedura illustrata si è rivelata particolarmente efficace per orientare le scelte strategiche nella progettazione strutturale di grandi opere e anche, poiché i problemi sono analoghi, anche se la procedura risulta invertita, nel valutare la coerenza di opere progettate con l'esperienza pregressa.

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Tuncer Akiner V. Knowledge Based Systems for Tall Buildings, Second Century of the Skyscraper, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Van Nostrand Reinhold, New York 1988
- [2] Fenves, Baker, Spacial and procedural language for Computer Aided Structural Analysis, from Expert System Computer Aided Design, Elsevier, 1987
- [3] Pratt V. Thinking Machines. The evolution of Artificial Intelligence, Blackwell, Oxford 1987
- [4] Expert Systems in Civil Engineering, IABSE Report, vol. 58, ottobre 1989
- [5] Garret J H. Knowledge based Expert Systems: past present and future, IABSE Surveys S45/90, IABSE Periodica 3/1990
- [6] Fang e altri. Role of Modular Expert Systems in Planning, Analysis and Design of Large Structural Systems, Tall Buildings, 2000 and beyond, atti del 4rth World Congress in Hong Kong, Council on tall Buildings and Urban Habitat, 1990
- [7] Fenves S.J, Maher M.L., Sriram D. Knowledge based Expert Systems in Civil Engineering", IABSE Periodica, Number 4, 1985
- [8] Maher M.L., Fenves S.J. HI-RISE: an Expert System for preliminary design of High Rise buildings, Technical Report, Dept of Civil Engineering, Carnegie Mellon University, 1984
- [9] Cauvin A., Stagnitto G. Uso dei sistemi Esperti fondati su regole nella progettazione strutturale. Un'applicazione ai ponti in CA e CAP, Atti delle Giornate AICAP, Spoleto, 1991
- [10] Cauvin A, Stagnitto G. Classification of Structures and organization of hypermedia data bases for Structural Design, First workshop of EG-SEA-AI, EPFL, Lausanne, 1994
- [11] Cauvin A, Stagnitto G., A "Model Oriented" Expert system for the preliminary design of bridge structures, First workshop of EG-SEA-AI, EPFL, Lausanne, 1994
- [12] Tong C, Sriram, Artificial Intelligence in Engineering Design, Vol. 1, chapt. 1, introduction, Academic Press Inc., 1992
- [13] Faltings B. Reasoning Strategies for Engineering Problems, Proceedings of IABSE Colloquium "Knowledge Based Systems in Civil Engineering", Beijing, 1993
- [14] Steinberg L. Design as Top Down Refinement Plus Constraint Propagation, from Chapter 8 of book: Artificial Intelligence in Engineering Design, Vol. 1, Academic Press Inc., 1992
- [15] Cauvin A., Stagnitto G. Framework of a general purpose expert system for preliminary structural design. Proceedings of IABSE Colloquium, Bergamo, 1995. Session 1 Knowledge support for Structural Design and Construction
- [16] Cauvin A., Passera R., Stagnitto G. Collection of relevant data and definition of a knowledge base for structural design using expert systems. Proc. of IABSE Colloquium, Bergamo, 1995
- [17] Cauvin A., Stagnitto G. A "Top down" procedure for preliminary design of Tall Building Structures using expert systems. Proceedings of the World Conference on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, 1995
- [18] Cauvin A. "Top down" procedure Using Neural Networks for preliminary Structural Design, Proceedings of the Eighth International Conference on Industrial and Engineering Applications of Artificial intelligence and Expert Systems, Melbourne, Australia, 1995
- [19] Cauvin A. Stagnitto G., Passera G. Integration of Expert Systems in a Structural Design Office, Lecture Notes in Artificial Intelligence 1454, Artificial Intelligence in Structural Engineering, volume a cura di Ian Smith, Ed. Springer, 1998
- [20] Cauvin A., Lanza A., Stagnitto G. Applicazione dei metodi dell'intelligenza Artificiale alla Progettazione Strutturale (con particolare riguardo alle reti neurali del tipo multilayer perceptron). Rapporto di Ricerca, Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia, 2000

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEL VIADOTTO STRALLATO «CARPINETO I»

Rosario Cerone¹, Nerio Chioini², Lucio Della Sala³, Alberto Gennari Santori⁴

¹ Libero Professionista, Melfi, Potenza.

² ANAS – Compartimento per la Basilicata, Potenza.

³ Università degli Studi della Basilicata, Potenza.

⁴ C.N.D. Controlli Non Distruttivi S.r.l., Roma.

SOMMARIO

La presente nota descrive gli studi eseguiti sul ponte a struttura strallata “CARPINETO I” appartenente al raccordo autostradale Potenza-Sicignano. Ad oltre un quarto di secolo dalla realizzazione, l'opera manifesta segni di degrado particolarmente evidenti sugli stralli precompressi. Tale circostanza ha indotto i dirigenti dell'Ente gestore dell'arteria ad effettuare le opportune indagini e verifiche finalizzate a valutare l'attuale grado di sicurezza delle strutture ed a definire il piano di controllo e manutenzione. Nel seguito vengono presentati i principali risultati delle misurazioni eseguite in sito, ed in particolare quelli relativi alle rilevazioni dinamiche. I dati sperimentali sono posti a confronto con i corrispondenti valori teorici desunti da analisi numerica su modello agli elementi finiti con l'obiettivo di tarare il modello stesso e consentire un'attendibile valutazione dello stato di sollecitazione delle membrature nelle condizioni massime di esercizio. I parametri ottenuti, validati dalle calcolazioni teoriche, costituiscono un utile riferimento per il monitoraggio nel tempo delle caratteristiche dinamiche dell'opera.

SUMMARY

This paper describes the studies performed on the cable stayed bridge “CARPINETO I” on the freeway between Potenza and Sicignano. Actually, after about 25 years from the construction, the viaduct shows evident signs of degradation on the pre-stressed strands. This fact has induced the Administration Agency of the road to investigate about the present safety level of the structure with the aim of planning future controls and maintenance works. In the following pages the results of the tests performed are presented with particular reference to induced free vibration measurements. The experimental data are compared with the corresponding theoretical parameters, obtained by FEM analysis, in order to calibrate the numerical model and achieve a realistic estimation of structural solicitations in working conditions. The parameters obtained, validated by theoretic calculations, set an objective reference for time monitoring of dynamic characteristics of the bridge.

1. PREMESSA

Il problema del controllo sperimentale del comportamento in servizio delle strutture esistenti, con particolare riguardo alle grandi coperture ed alle opere d'arte inserite nelle reti di grande comunicazione, è certamente di grande attualità in tutti i paesi industrializzati. Ciò in considerazione del fatto che gran parte delle strutture esistenti inizia ad avere età prossime alla durata di progetto.

In tale quadro, il monitoraggio dello stato di conservazione ed efficienza delle strutture consente di programmare in modo tempestivo e razionale gli interventi di manutenzione preventiva necessari alla corretta gestione del patrimonio e delle risorse.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto “CARPINETO I” sul raccordo autostradale Potenza-Sicignano rappresenta l'ultimo, in

ordine di tempo, dei viadotti strallati "omogenei" in calcestruzzo armato precompresso realizzati su progetto del Prof. Ing. Riccardo Morandi.

L'opera presenta due vie di corsa parallele ad andamento planimetrico rettilineo, separate ed indipendenti, ognuna della larghezza di 9.5 m e lunghezza complessiva di 241.80 m. Ciascuna carreggiata è sostenuta da una coppia di strutture strallate collegate mutuamente da una travata isostatica, in modo da realizzare una luce centrale di 181.00 m.

Ognuno dei sistemi strallati si compone di una trave principale di notevole rigidezza incernierata ad una estremità al blocco di fondazione della pila e sostenuta a circa i 4/5 della luce da due tiranti obliqui i quali, dopo il rinvio sull'antenna, si ancorano ad un cassone di contrappeso.[Fig.1]

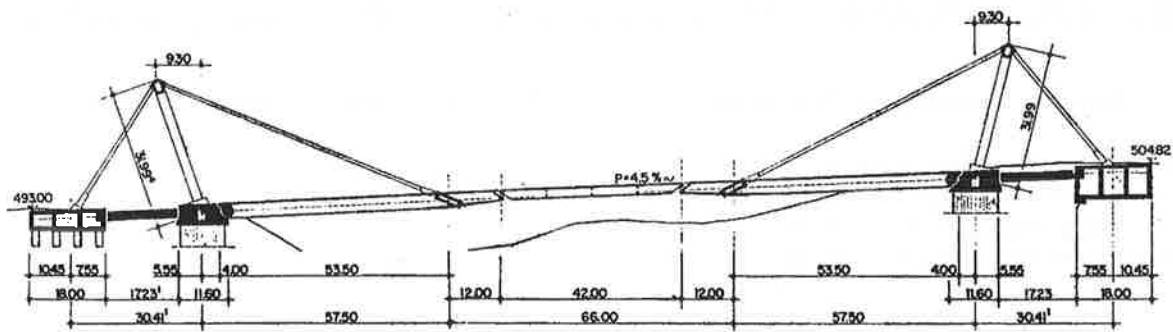


Figura 1 - Profilo dell'opera

Sono proprio i tiranti che costituiscono gli elementi caratteristici dell'opera. Essi sono, infatti, realizzati da fasci di trefoli paralleli protetti da un guscio di calcestruzzo precompresso, in una fase successiva al varo della travata sospesa, mediante ulteriori cavi all'uopo predisposti. L'entità della coazione impressa è tale da impedire l'insorgenza di tensioni di trazione nel calcestruzzo nelle massime condizioni di esercizio.

Detti tiranti si comportano come travi in calcestruzzo a sezione omogeneizzata soggette ad azioni di decompressione; ciò consente una notevole riduzione del campo di variazione dello stato tensionale dei trefoli con conseguente aumento del coefficiente di sicurezza a fatica. Inoltre, l'assenza di trazioni nel calcestruzzo determina una efficace protezione dei trefoli stessi con conseguenti maggiori garanzie di durabilità dell'opera.

3. CAMPAGNA DI INDAGINE

Ad oltre un quarto di secolo dalla realizzazione, l'opera manifesta segni di degrado particolarmente evidenti sugli stralli precompressi [Fig.2].

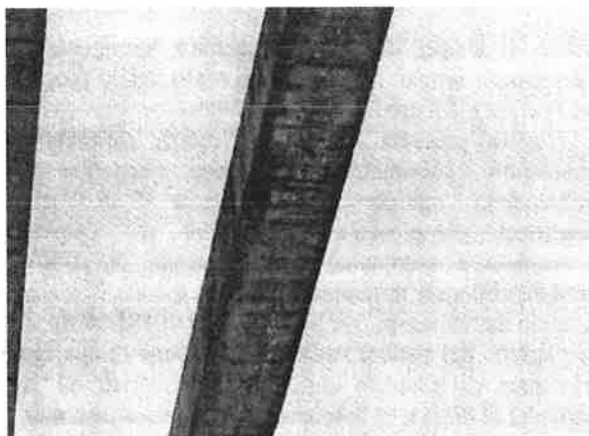


Figura 2 - Condizioni di degrado rilevate sugli stralli

Tale circostanza ha indotto i dirigenti dell'Ente gestore dell'arteria a prevedere l'esecuzione di una

campagna di indagini e verifiche finalizzate a valutare l'attuale grado di sicurezza delle strutture.

Le indagini sono state programmate con l'obiettivo prioritario di pervenire alla caratterizzazione dinamica dell'impalcato.

Le prove dinamiche necessarie allo scopo sono state precedute da misure propedeutiche finalizzate a determinare la reale configurazione geometrica dell'opera e le attuali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. In dettaglio si è proceduto ad effettuare:

- il rilievo geometrico delle sezioni di carpenteria;
- il rilievo topografico della configurazione a catenaria degli stralli;
- il rilievo topografico della pendenza longitudinale e trasversale dell'impalcato;
- la determinazione della resistenza e del modulo elastico dei calcestruzzi costituenti i vari elementi strutturali del ponte mediante prove di laboratorio su carote prelevate in sito;
- la valutazione dello stato tensionale degli stralli mediante prove di rilascio di tensione;
- la mappatura delle principali manifestazioni di degrado (distacchi di copriferro, lesioni, efflorescenze, armature scoperte ed ossidate, ecc.) mediante ispezione visiva degli stralli, delle antenne e dei relativi traversi;
- la verifica dello stato di conservazione dei trefoli costituenti sia gli stralli veri e propri che i cavi di precompressione delle guaine in c.a. mediante ispezioni endoscopiche e prove riflettometriche.

Successivamente si è proceduto all'esecuzione delle prove dinamiche in sito utilizzando come forzante sia il transito di un autocarro di peso e dimensioni note che la discesa dello stesso da un dosso ubicato in posizioni strategicamente significative [Figg. 3 e 7].

Tutte le misure dinamiche sono state eseguite utilizzando sensori accelerometrici posizionati secondo le tre configurazioni strumentali di seguito descritte. I segnali acquisiti sono stati analizzati nel dominio delle

frequenze, con i metodi classici dell'analisi di Fourier, per la determinazione dei parametri modali.



Figura 3 - Vista dell'opera dalla pila lato Salerno

4. PROVE DINAMICHE

4.1. Configurazioni strumentali

Le prove di caratterizzazione dinamica sono state effettuate sulla sede di monte adottando tre differenti configurazioni strumentali tra loro reciprocamente collegate mediante sensori ubicati in posizioni comuni.

Nella configurazione n.^o 1, è stato strumentato il sistema strallato lato Potenza installando gli accelerometri nelle seguenti posizioni [Fig. 4]:

- impalcato strallato: 6 accelerometri verticali, posizionati sui due cordoli laterali, in corrispondenza delle sezioni di ancoraggio degli stralli, di mezzeria e del quarto della luce verso l'antenna; 2 accelerometri orizzontali, installati sul cordolo sinistro, in corrispondenza delle sezioni trasversali di ancoraggio degli stralli e di mezzeria;
- antenna: 2 accelerometri sub-orizzontali in corrispondenza della sezione di sommità;
- stralli: 2 accelerometri per ciascuno degli stralli di campata, ubicati in corrispondenza delle sezioni ai terzi della luce e orientati ortogonalmente alla linea d'asse degli stessi sul piano verticale; ulteriori 2 accelerometri sugli stralli di ormeggio, in corrispondenza della mezzeria;

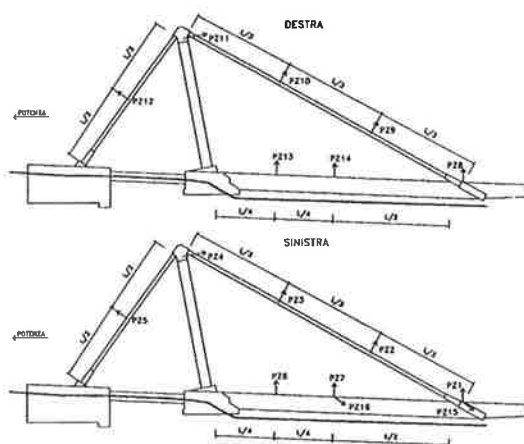


Figura 4 - Configurazione strumentale n.^o 1

La configurazione strumentale n.^o 2 ha avuto come oggetto sia l'analisi del comportamento dinamico della travata di accoppiamento che il collegamento della stessa con i due adiacenti sistemi strallati ubicando la strumentazione come appresso [Fig. 5]:

- impalcato strallato lato Potenza: 4 accelerometri verticali, installati sui due cordoli laterali, in corrispondenza delle sezioni di ancoraggio degli stralli e della sella Gerber di estremità;
- impalcato tampone: 6 accelerometri verticali, installati sui due cordoli laterali, in corrispondenza delle sezioni di mezzeria ed ai quarti della luce;
- impalcato strallato lato Salerno: 3 accelerometri verticali, installati sui due cordoli laterali, in corrispondenza delle sezioni di ancoraggio degli stralli e della sella Gerber di estremità.

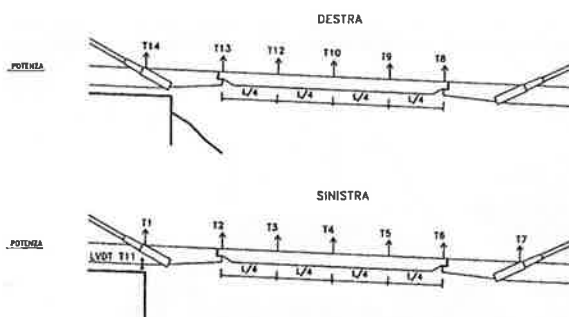


Figura 5 - Configurazione strumentale n.^o 2

Nella configurazione n.^o 3, è stato strumentato il sistema strallato lato Salerno, posizionando i sensori accelerometrici come segue [Fig. 6]:

- impalcato strallato: 6 accelerometri verticali, installati sui due cordoli laterali, in corrispondenza delle sezioni di ancoraggio degli stralli, della mezzeria e al quarto della luce verso l'appoggio;
- stralli: 2 accelerometri sui tiranti di campata, in corrispondenza delle sezioni al terzo inferiore

della luce, orientati ortogonalmente alla linea d'asse degli stralli stessi sul piano verticale.

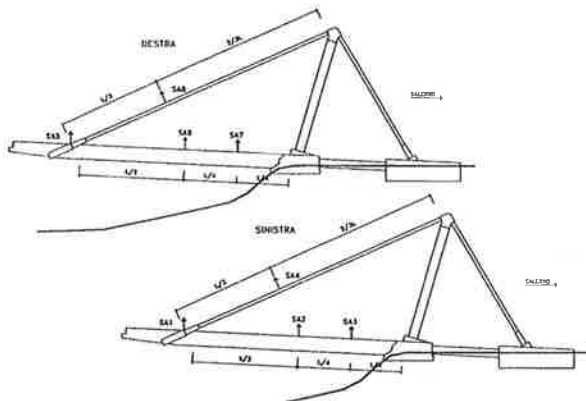


Figura 6 - Configurazione strumentale n. 3

4.2. Modalità di esecuzione dei rilievi

L'impalcato è stato posto in vibrazione con le seguenti modalità:

- Serie di transiti di un autocarro a 3 assi di peso pari a circa 400 kN, viaggiante con velocità nota in posizione sia centrata che eccentrica rispetto alla linea d'asse dell'impalcato.
- Discesa da fermo da un dosso artificiale di altezza 15 cm e successivo immediato arresto. Le posizioni del dosso sono state individuate con il criterio di eccitare l'impalcato in modo selettivo.

Tutte le registrazioni sono state eseguite effettuando dapprima un filtraggio analogico passa-basso ad una frequenza di taglio di 40 Hz, e quindi digitalizzando i segnali ad una frequenza di campionamento di 250 Hz per ciascun canale di misura.



Figura 7 - Discesa autocarro da dosso artificiale

4.3. Modalità di elaborazione dei segnali rilevati

I segnali sono stati elaborati in sequenza attraverso la procedura di seguito illustrata.

- Filtraggio digitale passa-banda tra le frequenze di taglio di 0.4 Hz e 20 Hz.

- Individuazione, dall'insieme delle registrazioni, di 10 segnali utili della durata di 40 secondi.
- Analisi in frequenza di ciascun segnale con determinazione degli spettri di Fourier $F_{ij}(f)$ di ciascun canale, e delle differenze di fase tra i vari canali rispetto ad un canale di riferimento.
- Individuazione dei modi propri di vibrazione, caratterizzati dal verificarsi contemporaneo delle seguenti condizioni: presenza di un picco negli spettri di Fourier e differenza di fase prossima a 0 oppure a π .
- Calcolo dell'ampiezza spettrale media F_{pj} in corrispondenza del p-esimo punto e della j-esima frequenza, pari alla media delle corrispondenti ampiezze dei picchi degli spettri di Fourier degli n segnali selezionati.

$$F_{pj} = (\sum_{i=1, n} F_{pji})/n$$

- Calcolo dell'ampiezza modale normalizzata Φ_{pj} in corrispondenza del p-esimo punto e della j-esima frequenza, pari all'ampiezza spettrale media F_{pj} rapportata al valore massimo tra i vari punti di misura

$$\Phi_{pj} = F_{pj}/\max_p(F_{pj})$$

tenendo conto del segno derivante dalle differenze di fase tra i vari canali.

- Calcolo degli smorzamenti ζ utilizzando il metodo "half-power bandwidth" con la relazione

$$\zeta = (f_2 - f_1)/(f_1 + f_2)$$

dove f_1 ed f_2 sono, rispettivamente, la frequenza precedente e successiva a quella sede di un picco nello spettro di Fourier di ampiezza P , le cui ampiezze sono $P/\sqrt{2}$.

- Calcolo delle ampiezze spettrali relative per la valutazione dell'importanza del modo considerato nell'ambito di quattro famiglie di modi che caratterizzano singoli componenti dell'organismo strutturale: modi verticali di impalcato (Im V), modi orizzontali di impalcato (Im H), modi verticali degli stralli (Str) e modi orizzontali delle antenne (Ant). Detti coefficienti risultano pari alla media delle ampiezze spettrali medie F_{pj} corrispondenti alla j-esima frequenza su tutti i punti p che costituiscono una tipologia strutturale.

4.4. Risultati

Attraverso la metodologia di analisi sopra descritta è stato possibile individuare le frequenze caratteristiche del ponte relative ai modi di vibrare principali. In particolare è emerso che:

- i modi di vibrazione orizzontale dell'impalcato sospeso agli stralli sono caratterizzati dalle frequenze 0.90, 1.55, 3.98 e 5.23 Hz ;
- i modi di vibrazione verticale dell'impalcato sospeso agli stralli sono individuabili alle frequenze di 1.33, 1.55 e 2.10 Hz ;

- i modi di vibrazione verticale della travata di accoppiamento, flessionali e torsionali, si identificano a partire dalle frequenze di 3.17 Hz ;
- i modi verticali degli stralli sono caratterizzati da frequenze assai ravvicinate a partire da 0.70 Hz ;

Nelle tabelle che seguono si riporta una sintesi dei parametri modalì rilevati per ciascuna delle tre configurazioni strumentali considerate.

f (Hz)	0.70	0.95	1.03	1.33	1.55	2.07	2.35	2.50	2.60
ζ %	4.6	3.8	2.5	1.8	2.0	1.9	1.2	2.4	3.5
Accel.	Coordinate modalì								
PZ1	0.07	-0.20	-0.16	0.39	-0.66	0.28	0.11	0.07	0.06
PZ2	0.41	0.73	0.93	0.94	-0.79	0.71	-0.76	-0.99	0.98
PZ3	0.38	0.77	0.97	0.83	-0.41	-0.68	0.89	1.00	-0.90
PZ4	-0.15	0.03	-0.02	-0.11	0.11	-0.06	0.00	0.01	-0.02
PZ5	0.01	-0.01	0.00	-0.06	0.09	-0.03	-0.05	-0.06	0.04
PZ6	0.02	-0.03	-0.02	0.06	-0.19	0.44	-0.18	0.15	-0.37
PZ7	0.05	-0.06	-0.06	0.17	-0.37	0.72	-0.26	0.23	-0.54
PZ8	0.13	-0.19	-0.16	0.41	-0.64	0.28	0.10	0.07	0.06
PZ9	-0.45	0.73	0.97	0.93	-0.79	0.78	-0.90	-0.97	1.00
PZ10	-0.36	0.77	1.00	0.78	-0.37	-0.69	1.00	0.98	-0.94
PZ11	0.06	0.02	-0.01	-0.07	0.11	-0.07	-0.01	-0.01	-0.01
PZ12	0.01	-0.01	-0.01	-0.06	0.08	-0.03	-0.04	-0.06	0.05
PZ13	0.06	-0.03	-0.03	0.06	-0.20	0.48	-0.19	0.16	-0.40
PZ14	0.10	-0.06	-0.06	0.13	-0.37	0.72	-0.27	0.23	-0.55
PZ15	1.00	-0.01	0.02	0.00	0.22	-0.04	0.00	0.00	0.01
PZ16	0.44	-0.01	0.02	0.00	0.12	-0.04	-0.01	0.01	-0.01

Tabella 1 - Parametri modalì (configurazione n.º 1)

f (Hz)		0.96	1.02	1.31	1.55	2.10	2.37	2.51	2.66
ζ %		3.7	2.8	3.1	2.5	1.9	1.8	1.7	2.4
Accel.		Coordinate modalì							
T2		-0.30	-0.23	0.59	-0.81	-0.16	0.34	0.03	0.50
T3		-0.33	-0.14	0.76	-0.39	-0.50	0.21	-0.08	0.39
T4		-0.37	-0.05	0.83	0.10	-0.67	-0.07	-0.13	-0.22
T5		-0.37	0.07	0.74	0.49	-0.57	-0.23	-0.13	-0.38
T6		-0.33	0.16	0.53	0.83	-0.24	-0.28	-0.05	-0.33
T7		-0.26	0.13	0.37	0.73	0.22	-0.09	0.05	0.08
T8		-0.33	0.16	0.55	0.82	-0.26	-0.22	-0.03	-0.26
T9		-0.38	0.08	0.76	0.49	-0.64	-0.19	-0.11	-0.33
T10		-0.38	-0.03	0.87	0.09	-0.77	-0.05	-0.13	-0.17
T12		-0.34	-0.13	0.78	-0.40	-0.55	0.16	-0.08	0.32
T13		-0.31	-0.23	0.61	-0.84	-0.15	0.32	0.03	0.50

Tabella 2 - Parametri modalì (configurazione n.º 2)

f (Hz)	0.70	0.96	1.02	1.33	1.55	2.07	2.35	2.50	2.61
ζ %	4.0	10.4	2.8	1.9	2.1	1.6	1.3	1.2	1.8
Accel.		Coordinate modalì							
SA2	0.07	-0.09	0.06	0.12	0.49	1.00	0.24	0.13	-0.62
SA3	0.08	-0.07	0.04	0.05	0.28	0.68	0.18	0.09	-0.46
SA4	0.55	1.00	-0.72	0.99	0.96	0.92	0.68	-0.61	0.88
SA5	0.11	-0.24	0.12	0.35	0.70	0.20	-0.09	0.05	0.09
SA6	0.08	-0.08	0.05	0.12	0.47	0.92	0.22	0.13	-0.57
SA7	0.10	-0.06	0.03	0.05	0.27	0.66	0.17	0.09	-0.44
SA8	-0.42	0.98	-0.73	1.00	1.00	0.94	0.65	-0.68	0.94

Tabella 3 - Parametri modalì (configurazione n.º 3)

Dal confronto dei valori riportati nelle tabelle 1 e 3 emerge che le due strutture strallate sottoposte a prova sono caratterizzate da parametri modalì assai simili, ad

indicare una forte omogeneità di comportamento dinamico.

Nelle figure da 8 ad 11 vengono fornite le rappresentazioni di alcune delle forme modalì ritenute più significative.

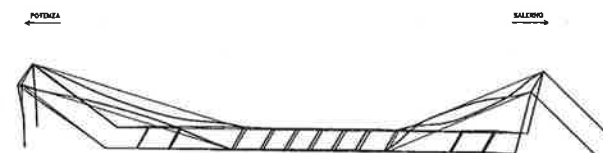


Figura 8 - Deformata modale 0.70 Hz



Figura 9 - Deformata modale 1.33 Hz

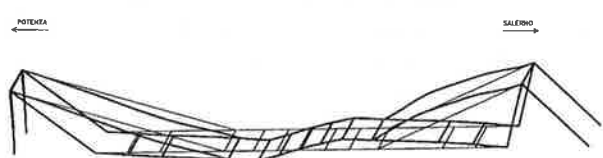


Figura 10 - Deformata modale 1.55 Hz



Figura 11 - Deformata modale 2.10 Hz

Nel corso delle sperimentazioni sono stati rilevati anche modi superiori caratterizzati da frequenze fino a circa 10 Hz. I relativi risultati non sono stati riportati in quanto, come confermato dalle analisi numeriche descritte nel seguito, si è rilevato che i primi modi di vibrare, caratterizzati da frequenze inferiori a 3 Hz, eccitano la quasi totalità della massa del sistema.

5. MODELLAZIONE STRUTTURALE

I dati ottenuti dalle prove e dai rilievi effettuati in sito sono stati utilizzati per mettere a punto un modello strutturale agli elementi finiti con il duplice obiettivo di validare, ed analizzare in modo più dettagliato i risultati delle rilevazioni dinamiche sperimentali nonché di pervenire, in una fase successiva, ad una valutazione attendibile dello stato di sollecitazione delle membrature

nelle massime condizioni di esercizio previste dalle normative vigenti.

La struttura è stata schematizzata come un sistema di aste monodimensionali a massa distribuita a comportamento elastico lineare. Gli effetti torsionali sono stati portati in conto attraverso l'introduzione di masse rotazionali concentrate nei nodi.

Nella prima fase dello studio è stata eseguita una analisi modale parametrica finalizzata ad ottenere la migliore corrispondenza tra gli spettri calcolati e quelli rilevati. In particolare si è giunti ad attribuire al modulo elastico del calcestruzzo un valore caratteristico di 40000 MPa compatibile con la classe di resistenza attuale del calcestruzzo rilevata su campioni prelevati in sito.

Una volta calibrato il modello attraverso il confronto del contenuto in frequenza degli spettri teorici e di quelli sperimentali, si è passati alla fase della "identificazione modale" nella quale a ciascun modo di vibrare è stato associato un ben determinato comportamento strutturale. Data la complessità della risposta dinamica di insieme della struttura, dovuta alla presenza di membrature con geometrie e vincolamenti assai differenti, a scopo di verifica si è fatto ricorso anche a schematizzazioni semplificate mirate ad "isolare" le singole componenti modali. Per tali modelli, caratterizzati da un ridotto numero di gradi di libertà dinamici, le rigidità e le masse in gioco sono state valutate attraverso i metodi delle deformate cinematiche ed il principio dei lavori virtuali.

Dette analisi hanno permesso di identificare i modi principali di vibrare della struttura strallata limitandosi alla valutazione di quelli caratterizzati da frequenze non superiori ai 4 Hz in considerazione del fatto che, per essi, viene eccitata la quasi totalità della massa efficace della struttura stessa.

Per ciò che attiene ai modi verticali si evidenzia quanto segue:

- Gli stralli di campata presentano i primi due modi di vibrare caratterizzati da frequenze rispettivamente pari a 0.72 Hz e 1.93 Hz. Gli stralli di ormeggio presentano un primo modo con frequenza compresa tra 2.36 e 2.81 Hz.
- Le travate sospese presentano frequenze caratteristiche di 1.31 Hz, 1.52 Hz e 2.14 Hz. Ai primi due valori sono associate le rotazioni, rispettivamente in fase e controfase, intorno alle cerniere poste alla base delle antenne. Al terzo valore di frequenza corrisponde il primo modo flessionale delle due travi a sezione biconnessa.
- I modi di vibrare flessionali e torsionali della trave di accoppiamento si identificano a partire da frequenze di circa 3.30 Hz.

Per i modi trasversali si è rilevato quanto appresso:

- Il primo modo flessionale degli stralli di campata e dell'impalcato sospeso è caratterizzato da

frequenze comprese tra 0.90 e 1.18 Hz mentre il secondo modo degli stralli presenta frequenze prossime a 3.13 Hz.

- Il primo modo delle antenne è caratterizzato da una frequenza di circa 1.52 Hz.
- L'impalcato sospeso presenta modi superiori a partire dalla frequenza di 2.23 Hz.

Le analisi numeriche condotte hanno permesso di valutare anche l'importanza dei modi di vibrare attraverso il calcolo delle aliquote delle masse eccitate M_e rispetto alla massa totale efficace del sistema.

Nelle tabelle che seguono si riporta una sintesi dei risultati di calcolo ponendo a confronto anche le frequenze teoriche f_t con quelle sperimentali rilevate f_s .

Modo	f_t (Hz)	f_s (Hz)	M_e
Stralli campata - 1° flessionale	0.72	0.70	0.11
Travata sospesa - rotazionale	1.31+1.52	1.33+1.55	0.56
Stralli campata - 2° flessionale	1.93	2.07	0.05
Travata sospesa - flessionale	2.14	2.10	0.18
Stralli di ormeggio - flessionale	2.36+2.81	-	0.01

Tabella 4 - Riepilogo modi verticali

Modo	f_t (Hz)	f_s (Hz)	M_e
Stralli e impalcato sospeso	0.90+1.18	0.90	0.72
Antenne	1.52	1.55	0.18
Stralli - 2° flessionale	3.13	-	0.01

Tabella 5 - Riepilogo modi orizzontali

È a notarsi che i primi modi di vibrare, come evidenziato in precedenza, individuati da frequenze inferiori a 3 Hz eccitano oltre il 90% della massa efficace sia orizzontale che verticale.

L'importanza dei singoli modi emerge in modo più evidente nelle figure 12 e 13 nelle quali sono riportate le masse eccitate cumulate in funzione della frequenza.

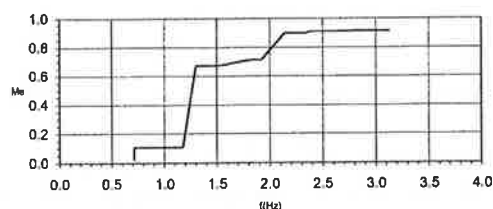


Figura 12 - Masse eccitate verticali

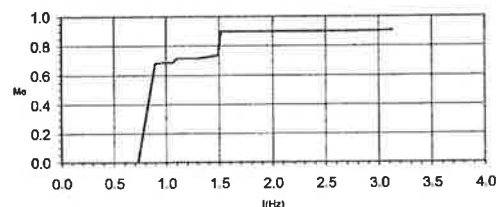


Figura 13 - Masse eccitate orizzontali

Nelle figure che seguono sono rappresentate le deformate modali "calcolate" corrispondenti a quelle "sperimentali" precedentemente illustrate.

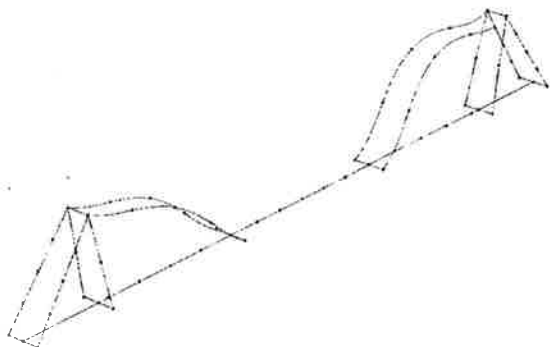


Figura 14 - Forma modale 0.72 Hz

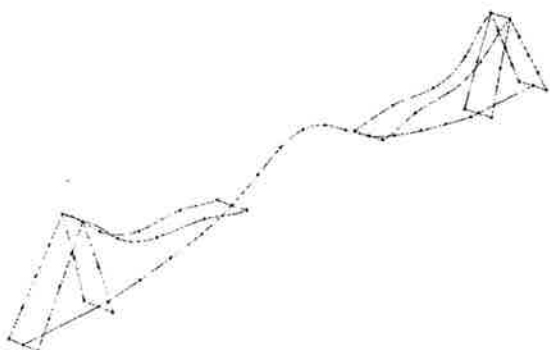


Figura 15 - Forma modale 1.31 Hz

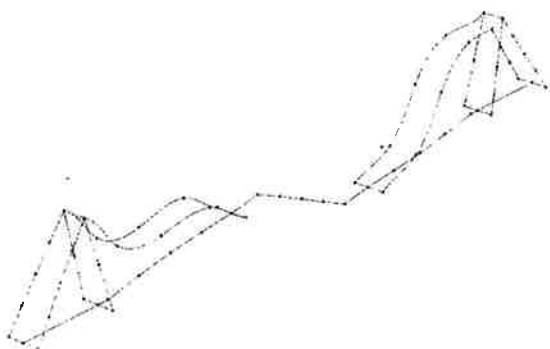


Figura 16 - Forma modale 1.52 Hz

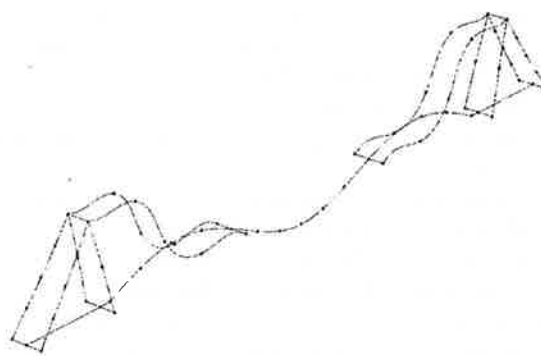


Figura 17 - Forma modale 2.14 Hz

6. CONCLUSIONI

Attraverso le analisi eseguite si è cercato di dare ai parametri dinamici rilevati in sito un carattere di "significatività" in modo da costituire dei valori di confronto cui riferire le misure da effettuare in futuro per il monitoraggio nel tempo delle caratteristiche dinamiche dell'opera.

Le determinazioni numeriche hanno consentito, inoltre, di fare significative considerazioni in merito all'attuale stato di presollecitazione dei tiranti. In particolare, il fatto che la frequenza fondamentale di vibrazione degli impalcati sospesi rilevata sperimentalmente risulti prossima ai valori teorici di 1.31 Hz e 1.52 Hz conferma, pur se limitatamente ai carichi permanenti, il comportamento a sezione interamente reagente degli stralli imposto dal progettista.

Ulteriori analisi numeriche e sperimentali, attualmente in corso, potranno fornire indicazioni sul comportamento della struttura sotto l'azione di carichi prossimi a quelli di esercizio. In particolare tali analisi sono tese a valutare se, nelle condizioni più gravose, l'attuale stato di precompressione è sufficiente ad evitare la fessurazione degli stralli.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Morandi R. - *Il viadotto Carpineto 1° per la strada di grande comunicazione Basentana* - L'industria Italiana del Cemento, 10/1977
- [2] Morandi R. - *Strutture strallate in cemento armato* - L'industria Italiana del Cemento, 10/1980
- [3] UNI ISO 5348 - *Vibrazioni meccaniche ed urti - Montaggio meccanico degli accelerometri.*
- [4] RILEM TBS-3 - *Essais in situ des ponts en beton.*
- [5] RILEM Draft Recommendation - 45-LTO Committee - *General Recommendation for vibration test in long term observation of concrete bridge structures.*

- [6] Bendat J.S., Piersol A.G. - *Engineering applications of correlation and spectral analysis* - Wiley Interscience - UK 1993.
- [7] Bendat J.S., Piersol A.G. - *Random data: analysis and measurement procedures* - Wiley Interscience - USA 1971.
- [8] Ewins D.J. - *Modal testing: theory and practice* - Research Study Press - UK 1986.
- [9] Clough R.W., Penzien J. - *Dynamics of structures* - McGraw-Hill Book Co. - USA 1993.
- [10] Gentile C. - *Comportamento dinamico ed identificazione strutturale di ponti e viadotti* - Corso d'aggiornamento su ponti e viadotti - Politecnico di Milano 1998.
- [11] Gentile C., Martinez y Cabrera F. - *Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge* – Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 26,41-59 (1997)
- [12] Gentile C., Martinez y Cabrera F. - *Aspetti progettuali e tecniche di indagine dei ponti strallati di Milano Malpensa* – Giornate AICAP '99 – Torino, 4-6 novembre 1999

EFFETTI DEI FENOMENI VISCOSI SULLE STRUTTURE A SBALZO IN C.A.P. UN CASO DI STUDIO

Rosario Cerone¹, Lucio Della Sala², Alberto Gennari Santori³

¹ Libero professionista, Melfi, Potenza.

² Università degli Studi della Basilicata, Potenza.

³ C.N.D. Controlli Non Distruttivi S.r.l., Roma.

SOMMARIO

La presente memoria descrive gli studi eseguiti sulle strutture del ponte sul fiume Bradano, appartenente alla S.P. Matera-Grassano, interessato in passato da un dissesto determinato dalle eccessive deformazioni viscosi del calcestruzzo. Vengono presentati i principali risultati delle sperimentazioni eseguite in situ e quelli delle analisi numeriche finalizzate alla definizione del grado di sicurezza attuale e ad alla individuazione di una possibile strategia di intervento per il recupero dell'opera d'arte.

SUMMARY

This paper describes the studies performed on the bridge on Bradano river between Matera and Grassano. This structure was interested by high creep deformations of concrete that have produced high deflections in the mid spans. In situ tests and numerical analysis have been performed with the aim to estimate the present safety level of the structure and for planning bridge rehabilitation. The main results are presented in the following pages.

1. INTRODUZIONE

Il manifestarsi di importanti fenomeni viscosi ha costituito la principale causa di perdita di funzionalità di strutture a sbalzo in c.a.p. progettate e realizzate a cavallo degli anni cinquanta e sessanta. Nella presente memoria viene illustrato lo studio condotto per la valutazione dello stato di conservazione e di efficienza di una di queste strutture, allo scopo di pervenire alla definizione del grado di sicurezza attuale e di una possibile strategia di intervento per il recupero dell'opera.

La struttura in oggetto è il ponte sul fiume Bradano appartenente alla S.P. Matera-Grassano; l'opera fu realizzata alla fine degli anni cinquanta e rappresenta uno dei primi esempi in Italia di struttura a stampella in c.a.p. . Essa si compone di quattro cantilever simmetrici in alveo con bracci di 30 m completati da due mensole contrappesate di riva per uno sviluppo complessivo di 324 m. La sezione di impalcato è a cassone, triconnessa, con larghezza costante di 6 m e sbalzi laterali di circa 1.4 m. Il vincolo reciproco tra le mensole di ciascuna delle cinque campate, di luce pari a 66 m, è costituito da tre pendoli bilateri efficaci ad impedire le sole traslazioni relative verticali.



Figura 1 - Schema del ponte

L'effetto combinato dell'elevata viscosità del calcestruzzo e del rilassamento dei cavi da precompressione ha determinato importanti cadute di tensione negli stessi procurando un'eccessiva deformazione delle mensole sotto i carichi permanenti che, addirittura, ha compromesso la funzionalità del viadotto. Nel corso degli anni sono state, infatti, introdotte limitazioni al transito sempre più restrittive fino alla completa chiusura al traffico dell'opera.

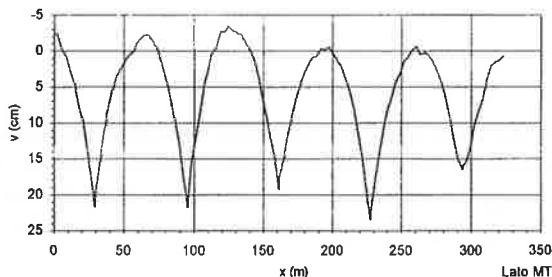


Figura 2 - Diagramma della deformata del ponte

Mediante indagini sperimentali in sito e prove di laboratorio [3] si è pervenuti alla caratterizzazione dei materiali ed alla valutazione dello stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali. Successivamente, attraverso opportune analisi numeriche, è stato possibile descrivere analiticamente l'evoluzione del dissesto quantificando gli effetti del creep del calcestruzzo e definire sia la tendenza attuale del fenomeno che una possibile strategia di intervento per il recupero dell'opera d'arte mediante precompressione esterna aggiuntiva.

2. EVOLUZIONE DELLA CONFIGURAZIONE DEFORMATA

Il ponte manifestò segni evidenti di dissesto già al termine della sua realizzazione in quanto, appena dopo la fase di tiro dei cavi, si registrarono elevati spostamenti delle estremità delle mensole. Per tale motivo, fin dall'inizio della sua vita il ponte fu oggetto di studi [1, 2] e misure periodiche i cui risultati, raccolti ed elaborati in modo sistematico, forniscono un quadro preciso sulla natura e sull'evoluzione del dissesto.

Particolarmente interessanti risultano i rilievi periodici della configurazione deformata. Per quanto affette da incertezze di origine termica, queste misure consentono di ricostruire il percorso deformativo della struttura attraverso l'integrazione dei gradienti di deformazione relativi a misure effettuate in condizioni ambientali "simili".

In figura 3 è riportato il diagramma della variazione temporale del gradiente di deformazione medio calcolato sulla base dei dati disponibili.

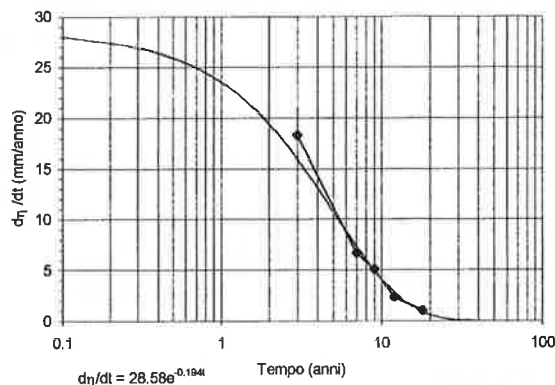


Figura 3 - Gradiente di deformazione-tempo

L'integrale di tale curva, imponendo la condizione iniziale $\delta=100$ mm, fornisce l'andamento temporale della deformata media di una delle mensole; lo spostamento teorico a tempo infinito risulta pari a 208 mm e coincide con lo spostamento medio rilevato a mezzo delle più recenti misure di cui alla figura 2 e pari a 212 mm.

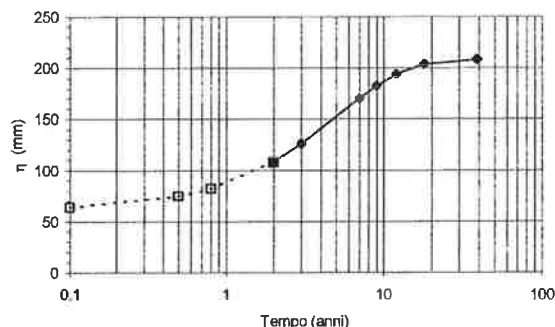


Figura 4 Diagramma deformazione-tempo

L'andamento della curva, tipico di una funzione esponenziale, costituisce la conferma analitica circa l'origine viscosa del dissesto. Il citato effetto combinato del creep del calcestruzzo e del rilassamento dei cavi, riducendo lo stato di coazione, ha provocato l'inversione di segno delle deformazioni viscosi che, anziché aumentare le controfreccie, hanno esaltato le deformazioni nella direzione dei carichi verticali conducendo alla configurazione attuale.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E STATO DI SOLLECITAZIONE

Le strutture del ponte sono state oggetto di prelievi di campioni per l'esecuzione di prove finalizzate alla caratterizzazione meccanica dei materiali. Per ciò che attiene all'acciaio, relativamente sia all'armatura lenta che di precompressione, i primi controlli fornirono

indicazioni sulla idoneità e rispondenza alle prescrizioni di progetto. Le prove eseguite sui calcestruzzi hanno fornito invece risultati non del tutto soddisfacenti sia in termini di resistenza che di deformabilità. Infatti, è risultato che sono stati impiegati calcestruzzi di classe di resistenza inferiore a quella prevista in sede di progetto e, soprattutto, più deformabili.

Le prove meccaniche più recenti hanno fornito una resistenza cubica media attuale pari a 394 kg/cm^2 ed un modulo elastico medio pari a 326600 kg/cm^2 . La resistenza cubica a 28 giorni ed il modulo elastico previsti in sede progettuale erano rispettivamente pari a 375 kg/cm^2 e 348600 kg/cm^2 ; a tali valori avrebbero dovuto corrispondere, a tempo infinito, rispettivamente una resistenza di circa 500 kg/cm^2 ed un modulo elastico di circa 400000 kg/cm^2 .

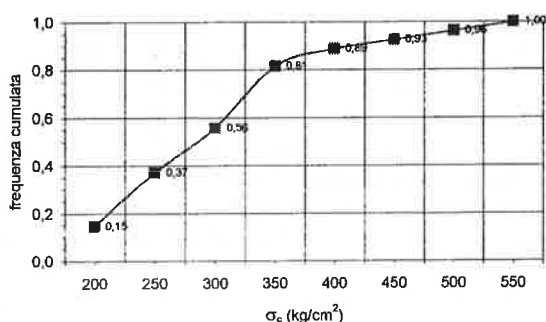


Figura 5 - Frequenze cumulate delle resistenze rilevate

Particolarmente elevato è apparso il coefficiente di creep rilevato su provini cilindrici sollecitati secondo la direzione di prelievo, ortogonale al piano di sollecitazione effettivo in opera, mediante prove di lunga durata. Il valore medio di Φ a quarant'anni circa dal getto è risultato pari a 3.2, con valori massimi sperimentali superiori a 3.6, contro il valore 2.0 previsto in sede di progetto.

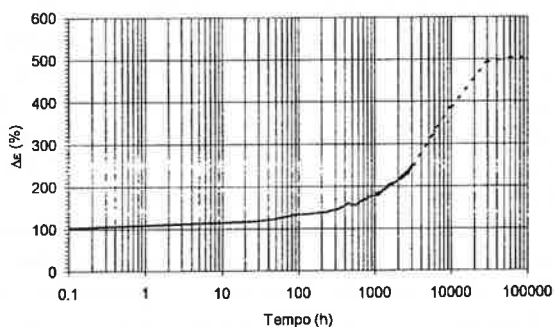


Figura 6 - Diagramma deformazione-tempo relativo ad una prova di creep

La previsione sull'entità del creep, basata sulle osservazioni eseguite nel corso di circa quattro mesi, ha trovato piena conferma nelle misure di deformazione

proseguite su uno dei campioni che è stato mantenuto sotto carico per un tempo molto maggiore.

Per quanto sopra risulta evidente, dunque, come la maggiore deformabilità sia elastica che viscosa del calcestruzzo abbia potuto influire negativamente sull'entità delle cadute di tensioni nei cavi e su quella delle deformazioni, conducendo allo stato attuale di dissesto.

Per la valutazione dello stato di sollecitazione del calcestruzzo, ed in particolare dello stato di coazione indotto dalla precompressione residua, sono state eseguite misure in sito sia sui cavi da precompressione che sul calcestruzzo in opera. Le due tipologie di prove hanno fornito risultati congruenti sullo stato di precompressione residua: è risultata agente nei cavi una tensione media di circa 7000 kg/cm^2 , inferiore al valore di 9000 kg/cm^2 corrispondente a quello di progetto a tempo infinito. Le cadute di tensione sono risultate quasi doppie rispetto a quelle previste con conseguenti effetti sullo stato di sollecitazione nel calcestruzzo e di deformazione della struttura. Le prevalenti compressioni in controsoletta ed i corrispondenti bassi valori in soletta non consentono attualmente l'esercizio dell'opera in quanto il transito dei carichi mobili condurrebbe a valori eccessivi di compressione nella prima e trazioni non ammissibili nella seconda.

I diagrammi di tensione ottenuti per mezzo delle suddette misure appaiono compatibili con lo stato di deformazione attuale della struttura. Infatti, mentre il creep del calcestruzzo avrebbe dovuto produrre un aumento della controfreccia con benefici effetti sia estetici che statici, la distribuzione di tensioni normali determinata dai soli carichi, inversa rispetto a quella prevista in progetto ha innescato fenomeni opposti di viscosità differenziale nelle sezioni con conseguente esaltazione delle deformate a tempo infinito nel verso dei carichi accidentali.

4. MODELLO DI CALCOLO

Al fine di verificare la congruenza di tutti i dati raccolti e di pervenire ad un'attendibile schematizzazione della struttura, è stato messo a punto un modello di calcolo agli elementi finiti. Il "cantilever tipo" è stato schematizzato con un sistema piano di elementi lastra di caratteristiche geometriche tali da riprodurre la effettiva variabilità delle rigidità di impalcato lungo l'asse del ponte.

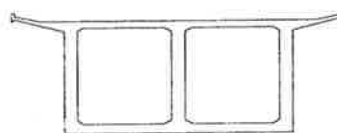


Figura 7 - Sezione tipo della travata

Per le condizioni di carico emisimmetriche, il vincolo di continuità all'estremità delle mensole è stato schematizzato attraverso l'introduzione di una molla di opportuna rigidità.



Figura 8 - Profilo del cantilever

La viscosità differenziale nelle sezioni è stata introdotta distinguendo opportunamente i moduli elastici tra soletta, anima e controsoletta. La calibrazione del modello è stata eseguita, per ciò che attiene alla deformabilità elastica istantanea, analizzando i risultati delle prove di carico e delle recenti misure di variazione della configurazione del profilo longitudinale in fase di scarico per effetto della rimozione della massiccata (circa 17.5 kN/m).

Nella tabella 1 si riportano i valori delle frecce sperimentali η_s dell'estremità delle mensole misurate nel corso di precedenti prove di carico e dei recenti rilievi ed i corrispondenti valori teorici η_t ottenuti dal modello FEM.

Data prova	Condizione Di carico	η_s (mm)	η_t (mm)
Dic.'63	33.6 kN/m	34.7	37.7
Lug.'64	42.0 kN/m	22.8	23.6
Gen.'65	Autotreni 12 t	20.1	26.1
Mag.'68	Autotreni 15 t	25.6	26.3
Lug.'98	Sc. 17.5 kN/m	11.0	9.8

Tabella 1 - Confronto tra frecce sperimentali e teoriche

In seguito è stato effettuato il calcolo della deformata teorica a tempo infinito determinata dalle masse strutturali e dai sovraccarichi permanenti. Nelle successive figure 9 e 10 sono presentati i confronti tra le configurazioni deformate medie rilevate, assolute e normalizzate, e le corrispondenti deformate teoriche (in tratteggio •).

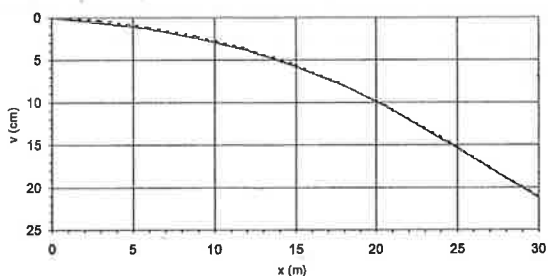


Figura 9 - Confronto deformata reale-deformata teorica

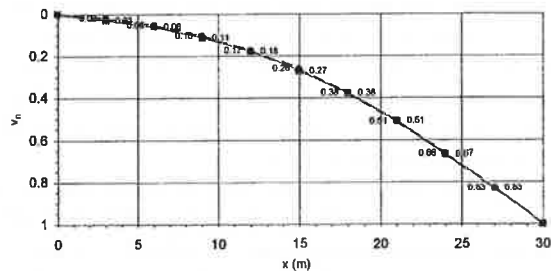


Figura 10 - Confronto tra le curve normalizzate

Le analisi comparative di cui sopra mostrano una perfetta corrispondenza del calcolo teorico al comportamento reale della struttura confermando l'attendibilità del modello elaborato.

Tale risultato costituisce un'ulteriore conferma circa la natura viscosa del fenomeno che, alla luce dei risultati delle analisi dei dati storici precedentemente illustrati, può considerarsi ormai esaurito, relativamente all'attuale configurazione di carico.

Pertanto, si possono formulare ipotesi in merito alla fattibilità del recupero ed in particolare alla possibilità di riportare in esercizio la struttura ripristinando lo stato di coazione di progetto a mezzo di precompressione esterna.

5. CONCLUSIONI: LINEE GUIDA DI PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI RECUPERO ED ADEGUAMENTO STRUTTURALE

La tecnica della precompressione esterna [7, 8], proposta dagli inizi degli anni trenta, sta avendo in questi anni una notevole diffusione in applicazioni che vanno dalla realizzazione di nuove strutture al recupero ed adeguamento di strutture esistenti [9].

In modo particolare la tecnica in questione è applicata con successo negli interventi di recupero, in quanto consente di ridurre al minimo l'impatto sulla struttura esistente poiché i cavi vengono disposti spesso all'esterno di questa senza la necessità, tra l'altro, di interrompere l'esercizio dell'opera [10].

Tale tecnica è particolarmente interessante anche perché consente spesso di eseguire correzioni del tiro anche in corso di esercizio e/o procedere alla sostituzione dei cavi che, spesso, sono in acciaio armonico protetti in guaine di polietilene; i recenti sviluppi tecnologici consentono l'utilizzo di nuovi materiali meno sensibili ai fenomeni di invecchiamento.

Relativamente all'opera d'arte di cui alla presente memoria è stato eseguito uno studio per la valutazione dell'eventuale recupero funzionale nel rispetto delle norme vigenti.

Il lavoro è stato articolato nelle seguenti fasi: 1) definizione dell'entità della precompressione aggiuntiva e tracciato dei cavi; 2) dimensionamento dei dispositivi di deviazione e sostegno; 3) dimensionamento degli ancoraggi; 4) definizione del piano di controlli in corso d'opera e sorveglianza in esercizio.

Attraverso il modello di calcolo precedentemente descritto è stata valutata una possibile distribuzione spaziale di cavi esterni in grado di conseguire gli obiettivi prefissati.

Tale operazione preliminare non esaurisce la fase progettuale e costituisce forse la parte più semplice dello studio. Le caratteristiche della struttura ed in particolare le ridotte dimensioni del cassone, per buona parte difficilmente accessibile, unitamente all'estensione dell'opera hanno imposto lo studio di soluzioni esecutive le più semplici possibili che risultassero anche di minimo impatto estetico sull'opera d'arte.

L'andamento dei cavi esterni e l'entità dello sforzo di precompressione aggiuntiva è stato pertanto fissato trovando il giusto compromesso tra esigenze statiche, architettoniche e semplificazione dei procedimenti costruttivi. Infatti, un tracciato dei cavi articolato più prossimo al fuso di progetto avrebbe richiesto l'inserimento di un numero notevole di dispositivi di deviazione obbligando ad eseguire interventi diffusi con conseguenti maggiori oneri economici ed esecutivi oltre che con notevole aumento dei carichi fissi. Per tale motivo si è fatto ricorso all'adozione di tracciati semplici con estesi tratti rettilinei.

Nelle figure 11 e 12 si evidenzia la variazione dell'entità delle tensioni normali di compressione nella soletta e nella controsoletta (in tratteggio) conseguente all'introduzione dei nuovi cavi. I carichi esterni considerati sono quelli indotti dal peso proprio delle strutture e dai sovraccarichi permanenti.

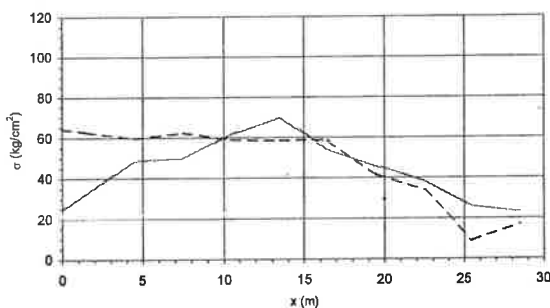


Figura 11 - Tensioni normali nello stato di fatto

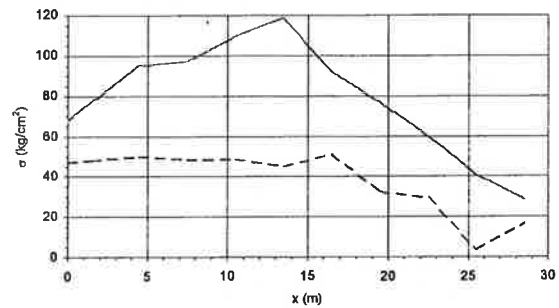


Figura 12 - Tensioni normali dopo l'aggiunta dei cavi

I sovraccarichi accidentali producono una decompressione all'estradosso ed un aumento di compressione all'intradosso che rientrano nei limiti ammissibili per le caratteristiche dei materiali in opera.

La trasmissione dei nuovi sforzi di precompressione alle strutture esistenti avviene a mezzo di opportuni dispositivi ancoraggio.

Tipologicamente ne esistono di tre tipi: quelli che trasmettono gli sforzi alle travi per pressione frontale, quelli che operano per trasferimento ad attrito e quelli di tipo misto. Ancoraggi del primo tipo consistono in traversi molto rigidi, solitamente realizzati in testata, con funzionamento a trave continua. Ancoraggi del secondo tipo consistono in blocchi ancorati alla struttura mediante precompressione trasversale rispetto alla direzione del cavo da bloccare. I sistemi di tipo misto consistono in traversi precompressi trasversalmente che trasmettono le azioni alle travi sia frontalmente che per attrito.

La scelta va operata cercando di minimizzare sia le concentrazioni di tensione negli elementi strutturali esistenti sia gli incrementi delle masse strutturali. Il ricorso a traversi precompressi nelle due direzioni principali ortogonali all'asse del ponte, come nel caso in oggetto, consente di sfruttare al massimo i materiali modificando in modo accettabile i carichi fissi.

Per ciò che attiene alla redazione del piano di controllo e sorveglianza va sottolineata l'importanza che, in generale, riveste tale fase progettuale in quanto solo attraverso opportune misure in corso di esecuzione degli interventi è possibile ottimizzare gli stessi in funzione della effettiva risposta della struttura alla variazione dello stato di coazione impressa.

Infine, è a prevedersi che una parte di tali controlli venga eseguita durante l'esercizio della struttura al fine di programmare eventuali riprese di tiro dei nuovi cavi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Oberti G. - *Relazione tecnica sulle condizioni statiche del Ponte sul Fiume Bradano* - 1969.
- [2] Monaco P. - *Verifiche statiche del Ponte sul Fiume Bradano* - 1985.

- [3] Della Sala L. - *Accertamento delle condizioni di stabilità delle strutture del Ponte sul Fiume Bradano* - 1999.
- [4] RILEM TBS-3 - *Essais in situ des ponts en beton.*
- [5] RILEM Draft Recommendation - 45-LTO Committee - *General Recommendation for vibration test in long term observation of concrete bridge structures.*
- [6] Franciosi V. - *Fondamenti di Scienza delle Costruzioni* - Liguori - 1970.
- [7] Del Papa M., Petrangeli M.P., Bajo A. - *Rehabilitation of prestressed concrete bridges built by cantilever method.*
- [8] Petrangeli M.P. - *L'impiego della precompressione esterna nella riparazione e nell'adeguamento statico dei ponti* - L'industria Italiana del Cemento, 9/1993.
- [9] Petrangeli M.P. - *Stati limite di esercizio nei ponti in c.a.p. per fenomeni lenti* - *Controlli ed interventi.*
- [10] Gentile C., Martinez y Cabrera F. - *Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge* - *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 26,41-59 (1997)

LA VERIFICA DELL'APERTURA DELLE FESSURE NEGLI ELEMENTI IN C.A. ESTERNAMENTE RINFORZATI CON LAMINE IN FIBRE DI CARBONIO

Francesca Ceroni¹, Marisa Pecce²

¹ PhD Student, Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università degli Studi di Napoli, «Federico II».

² Professore straordinario, Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi del Sannio, Benevento.

SOMMARIO

L'utilizzo di lamine in materiali plastici fibrorinforzati (FRP), applicate esternamente per il rinforzo delle strutture in c.a., presenta numerosi vantaggi, ma sono ancora carenti le conoscenze su vari aspetti del comportamento strutturale e la disponibilità di indicazioni progettuali affidabili.

Nel presente lavoro si analizza il fenomeno fessurativo di elementi in c.a. rinforzati con lamine in FRP. Si esaminano i risultati sperimentali relativi ad elementi tesi e travi in termini di distanza tra le fessure ed apertura delle fessure. I risultati sperimentali si confrontano con le formulazioni normative dell'Eurocodice 2 valutando la possibilità di estenderle anche agli elementi rinforzati con lamine in FRP; inoltre si esaminano le indicazioni suggerite dalla *fib* su tale problematica.

SUMMARY

Using of externally bonded laminates in Fiber Reinforced Polymers (FRP) for repair and strengthening of RC structures has many advantages, however there are lack of information about some aspects of structural behaviour and design provisions. In this paper attention is focused on behaviour at serviceability condition: verifications in terms of cracks widths and crack spacing are considered. Experimental results on RC ties and beams externally reinforced with FRP laminates are reported in terms of cracks spacing and opening. Possibility of applying Eurocode 2 formulations is analysed. Also indications given by last *fib* bulletin are considered.

Key words: FRP laminates, crack widths, crack spacing, reinforced concrete.

1. PREMESSA

L'impiego di lamine in materiale composito fibrorinforzato indicato generalmente con la sigla *FRP* (*Fiber Reinforced Polymer*) per il rinforzo, il ripristino e l'adeguamento di strutture in cemento armato è una tecnica di intervento sempre più diffusa, sia per le notevoli prestazioni fornite da tali materiali innovativi sia per la semplicità e rapidità di applicazione. Le lamine in FRP incollate esternamente consentono di rinforzare travi a flessione e taglio, di confinare pilastri e nodi, risolvendo

problemi di strutture sottodimensionate, danneggiate, degradate o inadeguate a sopportare azioni sismiche. Nell'ambito di tale tecnologia la progettazione non può prescindere dalle verifiche in condizioni di servizio per garantire la funzionalità oltre che la sicurezza.

Nel presente lavoro si affronta il problema della verifica dell'apertura delle fessure, aspetto fondamentale ai fini della durabilità e dell'estetica delle strutture in c.a.

Per gli elementi in c.a. rinforzati esternamente

con lamine in FRP, occorre considerare che il fenomeno del tension stiffening del calcestruzzo, che governa la distanza e l'ampiezza delle fessure, è influenzato dall'interazione tra calcestruzzo e armatura interna, ma anche dal legame di interfaccia calcestruzzo-rinforzo esterno. Mentre il meccanismo di aderenza acciaio-calcestruzzo è stato ampiamente indagato sia sperimentalmente che teoricamente [1,2], quello tra composito e calcestruzzo [3,4,5] presenta ancora delle incertezze anche perché i materiali e le tecnologie di applicazione sono varie ed in continua evoluzione. In conseguenza è ancora necessario mettere a punto formulazioni ed indicazioni progettuali. Nell'ambito di questa problematica sono state condotte dagli autori prove sperimentali su elementi tesi e su travi in calcestruzzo armato rinforzate con lamine esterne in FRP. L'analisi dei risultati fornisce alcune interessanti indicazioni sull'effetto di tension stiffening in presenza di lamina. Inoltre il confronto dei risultati sperimentali con le indicazioni normative europee relative al c.a. [6] e con le formulazioni suggerite da una commissione europea della *fib* [7], se per alcuni aspetti fornisce indicazioni confortanti per altri sottolinea chiaramente la necessità di ulteriori indagini.

Prima di esaminare la sperimentazione si inquadrano sinteticamente le grandezze che entrano in gioco nel fenomeno di apertura delle fessure, allo scopo di definire meglio il significato delle misure sperimentali.

2. LA FESSURAZIONE NEL C.A.

Il processo di fessurazione del calcestruzzo teso negli elementi in c.a. è legato alla caratteristiche di resistenza a trazione del calcestruzzo ed al meccanismo di trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo. Le fessure si formano quando lo sforzo trasferito dall'acciaio al calcestruzzo mediante l'aderenza porta a rottura il

calcestruzzo teso. La formazione delle fessure è progressiva; il numero delle fessure si incrementa all'aumentare dei carichi fino ad una configurazione cosiddetta di fessurazione stabilizzata, in cui gli sforzi trasmessi dalle armature in acciaio nel tratto tra due fessure non sono sufficienti a determinare la rottura a trazione del calcestruzzo.

In ogni caso il calcestruzzo tra due fessure progressive è ancora in grado di resistere a trazione, pertanto esercita un effetto di irrigidimento dell'elemento rispetto alla deformabilità della sezione fessurata. Infatti spostandosi dalla sezione fessurata verso l'interno del concio tra due fessure la tensione nell'acciaio, e quindi la deformazione, diminuisce poiché lo sforzo si trasferisce anche al calcestruzzo.

L'ampiezza w delle fessure corrisponde allo scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo, e può determinarsi come differenza di spostamento assiale tra acciaio e calcestruzzo teso fra due fessure adiacenti distanti s_{rm} , secondo la seguente formula:

$$w = \int_0^{s_{rm}} [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x)] \cdot dx \quad (1)$$

essendo ε_{ct} la deformazione del calcestruzzo teso, ε_s quella dell'acciaio, x l'ascissa in direzione dell'asse della barra.

Generalmente la deformazione del calcestruzzo teso può essere trascurata rispetto a quella dell'acciaio, pertanto la (1) assume la forma:

$$w = \int_0^{s_{rm}} \varepsilon_s(x) \cdot dx = \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm} \quad (2)$$

dove la ε_{sm} è la deformazione media della barra nel concio di lunghezza s_{rm} tra due fessure consecutive, che tiene conto proprio del suddetto effetto di tension stiffening.

In presenza di un rinforzo esterno, l'evolversi dei fenomeni fessurativi si modifica. Infatti oltre alle tensioni trasferite dalle barre di armatura interna sono presenti anche le tensioni di aderenza trasferite dalla lamina al calcestruzzo in zona tesa. Il

trasferimento degli sforzi ed il quadro fessurativo variano significativamente sia per numero che per distanza tra le fessure. Il legame di aderenza tra lamina e calcestruzzo dipende dalle caratteristiche del materiale utilizzato, ma la sua definizione sperimentale è ancora in fase di studio [4,8].

Tuttavia sembra ormai consolidato che si tratta di un legame di aderenza decisamente più rigido rispetto a quello dell'acciaio, che consente di trasferire sforzi elevati con lunghezze molto contenute.

3. PROVE SPERIMENTALI

3.1 Elementi tesi

Le prove sperimentali di trazione sono state realizzate su tre serie di elementi. La lunghezza dei tiranti è di 1200mm, la sezione trasversale 100mmx100mm e l'armatura interna è costituita da un'unica barra continua con diametro 10 o 14mm. In ogni serie 3 elementi sono stati rinforzati con lamine in fibra di carbonio o fibra di vetro ed uno è stato provato senza il rinforzo esterno per assumerlo come riferimento. Le fibre sono state applicate su due lati opposti dell'elemento in c.a. per tutta la sua lunghezza e larghezza. Alle estremità è stato inserito un dispositivo meccanico di ancoraggio per evitare la delaminazione delle fibre.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono illustrate in tabella 1 in termini di:

- Diametro della barra ϕ , larghezza della lamina b_{FRP} e dello spessore della lamina t_{FRP} ;
- tensione di snervamento dell'acciaio f_y , resistenza a trazione della lamina f_{FRP} e dell'acciaio f_u ;
- modulo elastico della lamina E_{FRP} e dell'acciaio E_s ;
- resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo f_c : sono stati utilizzati due tipi di calcestruzzo, uno con resistenza a compressione normale (NSC), l'altro con resistenza a compressione elevata (HSC).

Le caratteristiche dei provini sono riassunte in tabella 2 in cui si riporta per ogni serie il tipo e il numero di strati di fibre, il diametro delle barra continua in acciaio, il tipo di calcestruzzo utilizzato, la percentuale geometrica di armatura interna, $\rho_s = A_s/A_c$, la percentuale geometrica di lamina, $\rho_{FRP} = A_{FRP}/A_c$ e la percentuale equivalente definita come $\rho_{eq} = \rho_s + \rho_{FRP} E_{FRP}/E_s$.

A 21 giorni di maturazione del cls, i tiranti sono stati sottoposti ad un ciclo di precarico prima dell'applicazione del rinforzo, allo scopo di indurre uno stato di prefessurazione del calcestruzzo. Il livello di precarico è stato fissato in maniera da simulare un carico di servizio, scegliendo, secondo quanto previsto dall'EC2, la più restrittiva tra le condizioni di limitazione della tensione dell'acciaio al valore $0.8 \cdot f_y$ e dell'apertura delle fessure.

Le fibre sono state incollate dopo il ciclo di precarico; la seconda fase della prova, condotta fino a rottura, è stata svolta dopo i 3 giorni necessari per l'indurimento e la completa polimerizzazione delle resine.

Su due lati consecutivi dei provini sono state disposti 10 deformometri meccanici (strain stirrups) su base 200 mm. Per applicare il rinforzo sul lato strumentato durante il ciclo di precarico, le basi di misura sono state rimosse e ripristinate sulle fibre nelle stesse posizioni dopo l'incollaggio. Sull'altro lato rinforzato, sono stati disposti 4 o 5 strain gauges per misurare la deformazione delle fibre in corrispondenza di una ben definita fessura formatasi durante la fase di precarico.

Il quadro fessurativo è stato rilevato ogni 10-12 kN e a rottura avvenuta, misurando l'apertura delle fessure con un microscopio ottico fino allo snervamento dell'acciaio.

Gli elementi sono stati provati in una macchina di trazione con capacità di 2500 kN in controllo di spostamento applicando la forza di trazione alle barre di acciaio.

In tabella 3 sono riportati alcuni risultati relativi al ciclo di rottura: livello di precarico N_p , modalità di rottura, carico ultimo

Type	Dimensioni [mm]	f_y [N/mm ²]	Resistenza a trazione [N/mm ²]	Deformazione ultima [%]	Modulo elastico [GPa]	f_c [N/mm ²]
Rebar S500	$\phi=10$	588	$f_u=670$	$\epsilon_{su}=15.1$	$E_s=200$	
	$\phi=14$	560	$f_u=633$	$\epsilon_{su}=15.1$	$E_s=200$	-
Replark MRK-M2-20	$b_{FRP}=100$ $t_{FRP}=0.111$	-	$f_{FRP}=2830$	$\epsilon_{fu}=1.10$	$E_{FRP}=27$	-
Roviglas G 200/20	$b_{FRP}=100$ $t_{FRP}=0.10$	-	$f_{FRP}=1016$	$\epsilon_{fu}=1.85$	$E_{FRP}=6.5$	-
CLS NSC	-	-	-	-	$E_c=33.2$	33.2
CLS HSC	-	-	-	-	$E_c=44.1$	93.7

Tabella 1: Caratteristiche dei materiali

Serie	Provini	Tipo di fibre	Strati FRP	Diametro barre	Calcestruzzo	ρ_s [%]	ρ_{FRP} [%]	ρ_{eq} [%]
Tp1	TP1-ref	-	-	10	NSC	0.785	-	0.785
	TP1-C1	CFRP	1	10	NSC	0.785	0.222	1.081
	TP1-C2	CFRP	2	10	NSC	0.785	0.444	1.377
	TP1-G4	GFRP	4	10	NSC	0.785	0.800	1.047
Tp2	TP2-ref	-	-	14	NSC	1.539	-	1.539
	TP2-C2	CFRP	2	14	NSC	1.539	0.444	2.131
	TP2-C2b	CFRP	2	14	NSC	1.539	0.444	2.131
	TP2-G4	GFRP	4	14	NSC	1.539	0.800	1.801
Tp3	TP3-ref	-	-	14	HSC	1.539	-	1.539
	TP3-C2	CFRP	2	14	HSC	1.539	0.444	2.131
	TP3-C2b	CFRP	2	14	HSC	1.539	0.444	2.131
	TP3-G4	GFRP	4	14	HSC	1.539	0.800	1.801

Tabella 2: Caratteristiche dei provini

Serie	Provini	Precarico N_p [kN]	Modalità di rottura	$N_{u,exp}$ [kN]	$N_{u,exp}/N_{u,exp-ref}$	ϵ_m [mm/m]	s_m [mm]	n	ϵ_f [mm/m]	$\epsilon_f/\epsilon_{f,u}$	N_{serv} [kN]	$N_{u,th}$ [kN]	N_c [kN]
Tp1	TP1-ref	32	YS	48	1.00	2.34	128	8	-	-	27	46	32
	TP1-C1	32	DB ₁	73	1.52	4.33	69	14	2.8	0.25	58	109	44
	TP1-C2	32	DB ₂	150	3.13	7.61	73	13	7.4	0.67	89	172	49
	TP1-G4	32	FR	105	2.19	13.64	97	10	12.9	0.69	63	128	42
Tp2	TP2-ref	42	YS	89	1.00	2.75	117	9	-	-	50	86	60
	TP2-C2	42	DB ₂	198	2.22	9.7	70	13	8.7	0.79	112	212	71
	TP2-C2b	84	DB ₂	210	2.36	11.07	72	14	9.5	0.86	112	212	74
	TP2-G4	42	DB ₂	141	1.58	14.02	59	16	16.3	0.87	86	167	64
Tp3	TP3-ref	48	YS	87	1.00	2.7	73	14	-	-	50	86	56
	TP3-C2	48	DB ₃	138	1.59	6.95	57	17	4.6	0.42	112	212	73
	TP3-C2b	84	DB ₃	132	1.52	6	48	19	2.7	0.25	112	212	75
	TP3-G4	48	FR	190	2.18	16.9	54	18	18.0	0.96	86	167	86

Tabella 3: Risultati delle prove di rottura

YS: Snervamento acciaio; FR: Rottura delle fibre; DB₁: Peeling nella zona di ancoraggio; DB₂: Peeling nella zona centrale; DB₃: Peeling nella prima strain stirrup.

sperimentale $N_{u,exp}$, (per i provini non rinforzati $N_{u,exp}$ si assume pari al carico di snervamento), rapporto tra carico ultimo di ogni elemento e carico ultimo del corrispondente elemento non rinforzato di riferimento. Nella stessa tabella si riportano inoltre in corrispondenza del carico di rottura: la deformazione media dei provini misurata dalle dieci strain stirrups, ϵ_m , la distanza media tra le fessure, s_{fm} , il numero di fessure, n , la deformazione delle fibre misurata dagli strain gauges, ϵ_f , e il rapporto tra ϵ_f e il valore ultimo, ϵ_{fu} , di deformazione delle fibre ricavato da prove di trazione sui materiali.

Per i tiranti rinforzati la modalità di rottura più ricorrente è quella per delaminazione (debonding); infatti anche se alle estremità sono stati previsti dei dispositivi di ancoraggio, la delaminazione si è attinta nella zona centrale prima che le fibre potessero raggiungere la loro resistenza ultima.

3.2 Travi

Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle singole travi sono illustrate in tabella 4, essendo B ed H larghezza ed altezza della sezione, L la lunghezza della trave, A_s e A'_s le aree di armatura interna in trazione e compressione, A_{FRP} l'area di rinforzo esterno, d_{anc} la distanza dell'estremità della lamina dall'appoggio, $F_{u,sper}$ il carico ultimo sperimentale, F_{serv} il carico di servizio definito dividendo il carico ultimo sperimentale per 1.5.

Il calcestruzzo utilizzato ha resistenza media a compressione cilindrica di 29 MPa.

L'armatura interna è costituita da barre ad aderenza migliorata di acciaio Feb44k; le prove di trazione sulle barre hanno fornito una tensione di snervamento di 500 MPa per i $\phi 8$ e di 530 MPa per i $\phi 10$, e tensione di rottura pari a 580 MPa e 600 MPa rispettivamente.

Il sistema di rinforzo esterno adottato è costituito da fogli di fibre di carbonio impregnati con resina in fase di incollaggio ed

è analogo a quello utilizzato per gli elementi tesi. I fogli hanno uno spessore di 0.165mm, la resistenza a trazione ed il modulo elastico nominali sono pari a 3430 MPa e 230 GPa.

Lo schema di carico per la realizzazione delle prove a flessione è quello di trave semplicemente appoggiata, con due forze distanti 15 cm e disposte simmetricamente rispetto alla mezzeria: il carico è stato applicato con un sistema di tipo meccanico e misurato con una cella di carico.

Durante la prova sono state effettuate misure di deformazioni e spostamenti. Con riferimento alla problematica in esame sono stati disposti deformometri meccanici e trasduttori su base 5 e 35cm sulle facce laterali della trave all'altezza dell'armatura tesa, per misurare l'apertura media delle fessure. I quadri fessurativi sono stati rilevati ad intervalli di 1-2 kN fino al carico di servizio.

In presenza del rinforzo esterno si sono ottenuti incrementi di resistenza che vanno dal 20 al 100%, in funzione della quantità di armatura interna. Le travi rinforzate hanno evidenziato in molti casi una modalità di rottura per delaminazione all'estremità che non ha consentito il completo sfruttamento della resistenza flessionale della sezione [9].

4. FORMULAZIONI NORMATIVE

L'approccio dell'Eurocodice 2 [6] per valutare l'apertura delle fessure negli elementi in calcestruzzo armato è basato proprio sulla relazione (2) precedentemente introdotta; pertanto la normativa fornisce le espressioni della deformazione media e della distanza media tra le fessure secondo quanto segue:

$$s_{fm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi / \mu \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (4)$$

dove ϵ_{sm} è la deformazione nell'acciaio nella sezione fessurata, k_1 , k_2 , β_1 e β_2 sono

coefficienti che dipendono dalla qualità dell'aderenza, dalla durata e dalla tipologia di carico, μ è la percentuale di armatura tesa valutata rispetto all'area di calcestruzzo teso efficace, $A_{ct,eff}$, che partecipa al meccanismo di trasferimento degli sforzi nell'intorno dell'armatura, σ_{cr} è la tensione nell'acciaio nella sezione fessurata al momento della fessurazione, σ_s è la tensione agente nell'acciaio nella stessa sezione nella condizione di carico in esame. Il termine β_1 vale 1 per barre ad aderenza migliorata e 0.5 per barre lisce, mentre β_2 vale 1 per carichi di breve durata e 0.5 nel caso di carichi di lunga durata o ciclici; k_1 assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata, k_2 è 0.5 in flessione ed 1 in trazione semplice. L'EC2 suggerisce di calcolare $A_{ct,eff}$ come valore minimo tra $[2.5 \cdot B \cdot c]$ e $[B \cdot (H - x_c) / 3]$, dove B, H, c, x_c sono larghezza, altezza, copriferro inferiore, asse neutro della sezione.

Per elementi in c.a. rinforzati esternamente con lamine non ci sono ancora formulazioni consolidate. Tuttavia si può considerare di utilizzare ancora la (4) nell'ipotesi che il legame di aderenza dell'acciaio non interagisca con la lamina; in tal caso l'effetto di tension stiffening è lo stesso a meno di calcolare le tensioni nell'acciaio tenendo conto della presenza del rinforzo esterno. Pertanto le tensioni nei materiali sono calcolate assumendo la conservazione delle sezioni piane e la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo e tra lamina e calcestruzzo.

La distanza tra le fessure viene invece fortemente modificata dalla presenza del rinforzo esterno che determina una fessurazione più diffusa. La formula (3) si può utilizzare tenendo conto nel termine μ dell'area di lamina A_{FRP} :

$$\mu = \frac{A_s + A_{FRP} \cdot E_{FRP} / E_s}{A_{ct,eff}} \quad (5)$$

L'espressione proposta dal bollettino *fib* [7] e da [10] per la valutazione di s_{tm} sia in trazione che in flessione è la seguente:

$$s_{tm} = \frac{2 \cdot N_c}{1.8 \cdot u_s \cdot f_{ctm}} \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{E_s \cdot A_s + E_{FRP} \cdot A_{FRP} \cdot \xi_b}$$

$$\xi_b = \frac{1.25 \cdot f_{ctm}}{1.80 \cdot f_{ctm}} \cdot \frac{E_s \cdot A_s \cdot u_{FRP}}{E_{FRP} \cdot A_{FRP} \cdot u_s} \quad (6)$$

essendo f_{ctm} la resistenza media a trazione del calcestruzzo, u_{FRP} e u_s i perimetri di lamina e barra a contatto con il calcestruzzo.

N_c è un carico di servizio calcolato secondo le seguenti espressioni:

$$- N_c = 1.3(N_{cr} + N_y) / 2 \text{ per elementi tesi} \quad (6b)$$

$$- N_c = f_{ctm} \cdot A_{ct,eff} \text{ per elementi inflessi} \quad (6c)$$

essendo N_{cr} e N_y i carichi di prima fessurazione e di snervamento e valutando l'area di calcestruzzo efficace secondo quanto indicato dall'EC2 [6].

5. CONFRONTO TEORICO-SPERIMENTALE

5.1 Elementi tesi

Prima di procedere all'analisi dei risultati si è definito un carico di servizio N_{serv} (tab.3):

$$N_{serv} = \frac{(A_s \cdot f_y / \gamma_s + A_{FRP} \cdot f_{FRP} / \gamma_{FRP})}{1.5} \quad (7)$$

dove γ_i è il coefficiente di sicurezza del materiale, pari a 1.15 per l'acciaio, 1.35 per il carbonio, 1.50 per il vetro.

Per quanto riguarda il carico ultimo teorico $N_{u,th}$ per i tiranti è stato calcolato in ipotesi di conservazione delle sezioni piane secondo la formula: $N_{u,th} = A_s \cdot f_y + A_{FRP} \cdot f_{FRP}$ (8)

Il confronto tra valori teorici e sperimentali riportati in tabella 3 mostra un buon accordo per i provini di riferimento, mentre per i provini rinforzati i valori sperimentali sono sempre inferiori a causa della rottura per delaminazione (peeling) prima che si raggiunga la resistenza ultima delle fibre.

La deformazione media dei tiranti, ϵ_m , misurata dalle strain stirrups, che si può assumere pari alla deformazione media dell'acciaio, ϵ_{sm} , è diagrammata nelle figure 1, al variare del carico, ed è confrontata con quella fornita dalla (4). Nei grafici 1a e 1b

Trave	B [cm]	H [cm]	L [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{FRP} [cm ²]	d_{anc} [cm]	$F_{u,sper}$ [kN]	Modalità di rottura	F_{serv} [kN]
A1	15	10	180	1	1	0	-	9.6	Snervamento acciaio in trazione	6.4
A2	15	10	180	1	1	0.182	0-15	18.5	Delaminazione	12.3
A3	15	10	180	1	1	0.182	20	19.2	Peeling	12.8
A4	15	10	180	1	1	0.165	30	19.6	Compressione del calcestruzzo	13.1
A12	15	10	180	1.57	1.57	0	-	20.3	Compressione del calcestruzzo	13.5
A11	15	10	180	1.57	1.57	0.182	20	25.8	Compressione del calcestruzzo	17.2
A13	15	10	180	1.57	1.57	0.182	40	25.8	Compressione del calcestruzzo	17.2
A14	15	10	180	1.57	1.57	0.364	50	24.5	Delaminazione	16.3
C2	10	15	180	1	1	0	-	11.8	Snervamento acciaio in trazione	7.9
C3	10	15	180	1	1	0.132	40	17.9	Delaminazione	11.9
C4	10	15	180	1	1	0.132	50	16.1	Delaminazione	10.7
C11	10	15	140	1.57	1	0	-	29.6	Snervamento acciaio in trazione	19.7
C14	10	15	140	1.57	1	0.132	20	40.1	Delaminazione	26.7
B11	15	10	180	3.14	1.57	0	-	31.1	Compressione del calcestruzzo	20.7
B14	15	10	180	3.14	1.57	0.330	50	19.2	Delaminazione	12.8

Tabella 4: caratteristiche e risultati delle travi

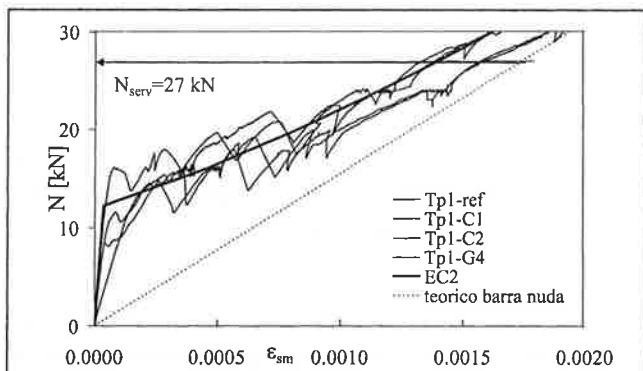


Fig. 1.a) ciclo di pre-carico per la serie TP1.

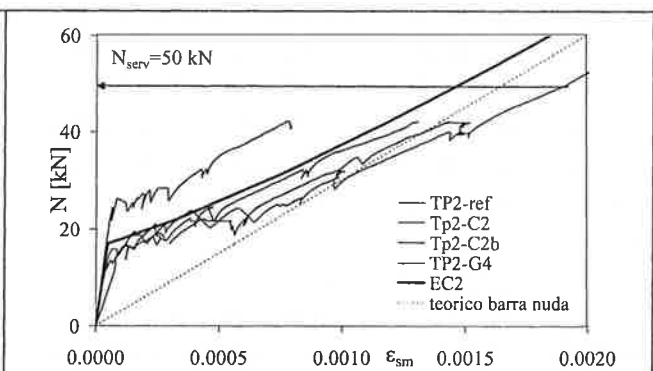


Fig. 1.b) ciclo di pre-carico per la serie TP2.

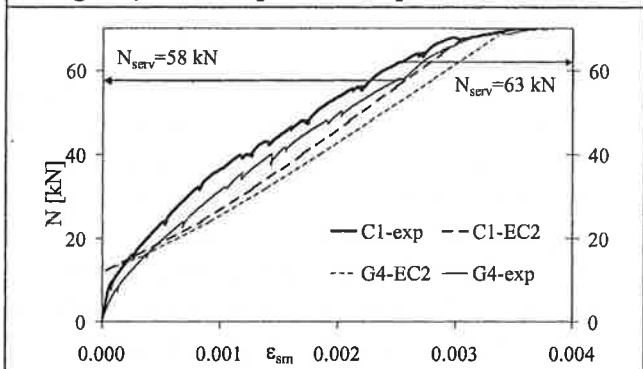


Fig. 1c: Confronto delle deformazioni medie per i provini Tp1-C1 e Tp1-G4.

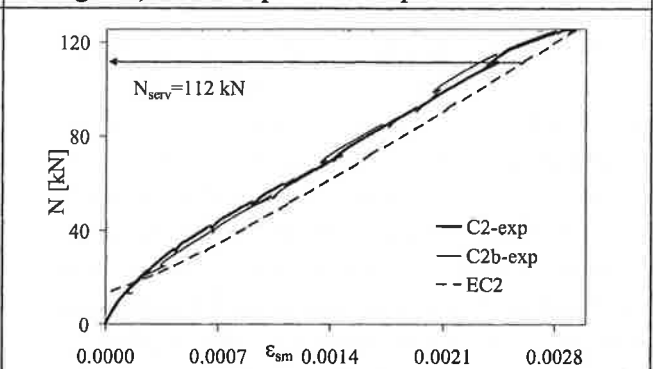


Fig. 1d: Confronto delle deformazioni medie per i provini Tp2-C2 e Tp2-C2b.

sono illustrate le curve di tutti i provini della serie TP1 e TP2 durante la fase di precarico precedente all'applicazione della lamina; l'effetto di tension stiffening è evidenziato dal confronto con la retta che definisce l'andamento teorico della deformazione ε_s della barra nuda nella sezione fessurata. Si osserva che fino al carico di servizio N_{serv} si ottiene un buon accordo tra i valori sperimentali e la formulazione dell'EC2.

Nella figura 1c è illustrato il confronto tra le deformazioni dei tiranti della serie Tp1 rinforzati con carbonio (C1) e vetro (G4); la percentuale meccanica di lamina è uguale e difatti i provini mostrano un comportamento molto simile. Il tension stiffening è leggermente più elevato nel caso di provini rinforzati con fibre di carbonio; in entrambi i casi il modello dell'EC2 sottostima l'effetto irrigidente del calcestruzzo.

Nella figura 1d è illustrato il confronto tra le deformazioni dei due tiranti della serie Tp2 rinforzati entrambi con carbonio (C2 e C2b); essi si differenziano per il livello di precarico più alto del provino C2b. Si riscontra un comportamento uguale, per cui l'effetto di un diverso precarico è trascurabile. Per tali provini, aventi una maggiore percentuale di acciaio rispetto alla serie precedente, il modello dell'EC2, pur continuando a sottostimare il tension stiffening, fornisce un confronto più soddisfacente. Nelle figure 1c e 1d la formula dell'EC2 in presenza di lamina è riportata a partire dal carico medio di fessurazione della serie, ricavato sperimentalmente durante la fase di precarico.

In figura 2, si osserva il confronto tra la deformazione media sperimentale misurata durante il ciclo di carico dalle strain stirrups ed il valore teorico fornito dalla formulazione dell'EC2 in corrispondenza del carico di servizio N_{serv} dato dalla (7). Insieme ai dati delle serie appartenenti alla campagna sperimentale descritta, (serie Tp), si riportano i risultati di una sperimentazione analoga [10] (serie T), realizzata su tiranti aventi la stessa configurazione geometrica e caratteristiche

simili di rinforzo interno ed esterno, ma sottoposti alla prova di trazione senza la fase di precarico. Per la sperimentazione della serie T le fibre sono state applicate sul calcestruzzo fin dall'inizio.

La tensione di prima fessurazione introdotta nella (4) è stata calcolata considerando il valore medio sperimentale di ogni singola serie valutato durante il ciclo di precarico per le serie TP, e il valore relativo al solo provino non rinforzato di ogni serie per le tipologie T. Il confronto mostra un buon accordo: la formulazione dell'EC2, modificata per tenere conto della presenza della lamina, è sempre conservativa per le serie TP.

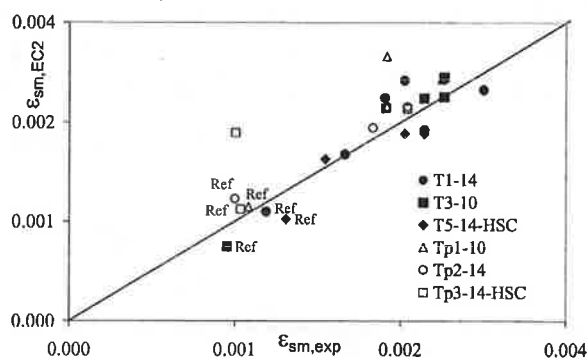


Fig.2: Confronto teorico-sperimentale delle deformazioni per $N=N_{serv}$

In figura 3, si confronta la distanza media tra le fessure valutata sperimentalmente in corrispondenza del carico di servizio N_{serv} fornito dalla (7), con i valori previsionali suggeriti dall'EC2 utilizzando la (3) modificata attraverso la (5) ed adottando un'area efficace pari ad una zona di raggio tre volte il diametro della barra interna. Per gli elementi rinforzati si riporta anche il valore suggerito dal bollettino *fib*, sostituendo nella (6) il carico N_c calcolato secondo la (6b), in cui N_{cr} e N_y sono i valori sperimentali del carico di fessurazione e di snervamento. L'accordo tra i risultati sperimentali e i valori dati dall'EC2 è abbastanza soddisfacente anche in considerazione dell'elevata dispersione delle misure sperimentali; la formula del bollettino *fib* fornisce valori quasi sempre al di sopra di quelli sperimentali.

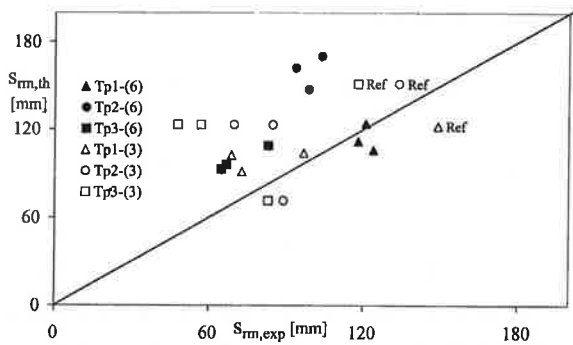


Fig.3: valori sperimentali e teorici della distanza media tra le fessure.

Per lo stesso carico N_{serv} , l'apertura media delle fessure sperimentale misurata attraverso il microscopio ottico, w_{exp} , è confrontata in figura 4 con il valore teorico ottenuto dalla (2), assumendo s_m pari al valore sperimentale della distanza tra le fessure e calcolando ϵ_{sm} come deformazione media teorica dell'acciaio secondo la (4). I valori teorici per gli elementi rinforzati sono sempre superiori a quelli sperimentali. Il confronto è poco soddisfacente ed è in contraddizione con quello relativo alle deformazioni medie. Tale risultato potrebbe essere connesso alla metodologia di misura sperimentale di tipo ottico, eventualmente meno affidabile delle misure globali e lette in continuo fornite dalle strain stirrups.

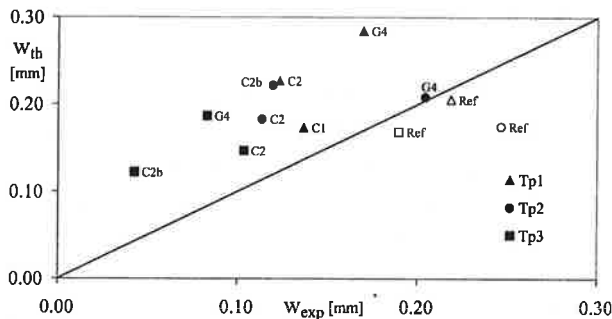


Fig.4: confronto teorico-sperimentale per l'apertura delle fessure.

5.2 Travi

La distanza media sperimentale tra le fessure, valutata nella zona di momento costante tra le due forze in corrispondenza del

carico di servizio ($F_{u,sper}/1.5$), è stata confrontata in figura 5 con i valori teorici forniti dalla (3), modificata usando la (5) e assumendo l'area efficace pari ad una zona di raggio tre volte il diametro delle barre interne. Tale valutazione dell'area efficace, in alternativa alle indicazioni fornite dall'EC2, è stata introdotta a causa dell'elevato spessore dei copriferri rispetto al diametro delle barre. In figura 5, per le travi rinforzate le stesse misure sperimentali sono confrontate anche con i valori teorici forniti dal bollettino *fib* calcolati secondo la (6) e la (6c) ed utilizzando per l'area efficace il valore fornito dall'EC2. Anche in questo caso le formule dell'EC2 risultano più soddisfacenti.

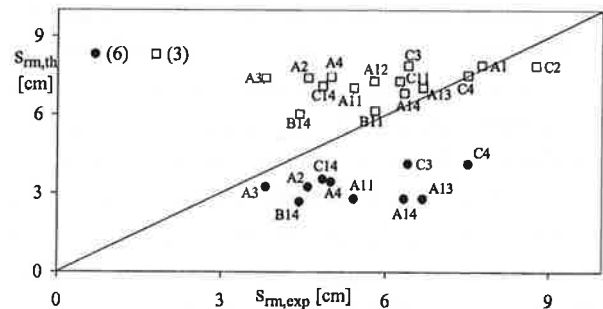


Fig.5: confronto teorico-sperimentale per la distanza media tra le fessure

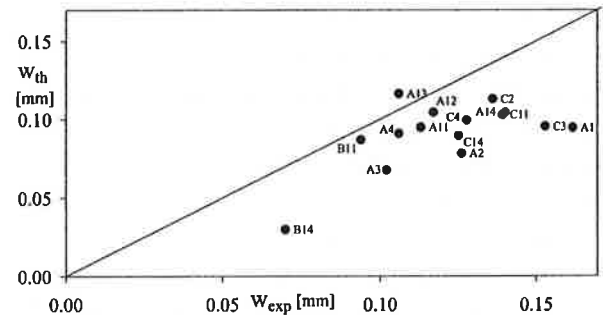


Fig.6: confronto teorico-sperimentale per l'apertura delle fessure.

In corrispondenza del carico di servizio l'apertura media delle fessure formatesi nella zona a momento costante, valutata attraverso i deformometri, è stata confrontata in figura 6 con quella ottenuta dall'espressione (2), dove per s_m è stato assunto il valore sperimentale, mentre per ϵ_{sm} si assume il valore teorico calcolato secondo la (4). Il confronto è poco

soddisfacente e, a differenza di quanto ottenuto per i tiranti, i valori sperimentali risultano sempre maggiori di quelli teorici, tranne in un caso, per cui la formulazione non è conservativa.

5. CONCLUSIONI

L'analisi dei risultati sperimentali ed il confronto con i modelli forniti dai codici normativi ha evidenziato alcuni aspetti:

- la percentuale di armatura interna e di rinforzo interno influenza il fenomeno di formazione e sviluppo delle fessure;
- differenti livelli di pre-carico precedenti all'applicazione delle lamine non producono effetti rilevanti ai fini del tension stiffening;
- i valori teorici dei carichi di rottura sono in genere maggiori di quelli sperimentali poichè la rottura avviene per delaminazione;
- i valori sperimentali della distanza e dell'apertura delle fessure valutati localmente presentano una forte dispersione, mentre valori delle deformazioni medie desunti da misure di tipo globale sembrano presentare una maggiore affidabilità e concordanza con le formulazioni normative;
- il modello adottato dall'EC2 per il calcolo della deformazione media dell'acciaio sembra fornire un buon accordo con i risultati sperimentali anche in presenza di rinforzo esterno in FRP;
- la formulazione dell'EC2 per la valutazione della distanza tra le fessure appare più soddisfacente di quella fornita dal bollettino *fib*, anche se risulta necessario rivedere la valutazione dell'area efficace di calcestruzzo teso.

In definitiva, mentre le formulazioni per valutare il tension stiffening nel c.a. sono abbastanza soddisfacenti anche in presenza del rinforzo esterno in FRP, i risultati relativi alla distanza e all'apertura delle fessure sono meno confortanti. Pertanto sono necessarie ulteriori indagini sperimentali ed analisi numeriche mediante modelli dettagliati.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] G.MANFREDI, M.PECCE-1996, "Behaviour of bond between concrete and steel in large post-yielding field", *Materials and Structures*, Vol. 29, n°192.
- [2] R.ELIGEHAUSEN, E.P.POPOV, V.V.BERTERO -1983, "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations", Report n°.83/23, EERC, University of California, Berkeley.
- [3] M.PECCE, F.CERONI, A.PROTA, E.COSENZA -2000, "Alcune osservazioni sulla valutazione delle tensioni di interfaccia del rinforzo esterno con FRP", XIII Congresso CTE, Pisa, pp.413-422.
- [4] J.G.TENG, J.F.CHEN, S.T.SMITH, L.LAM-2002, "FRP Strengthened RC Structures", JohnWiley&Sons Ltd, pp.11-101.
- [5] M.A.AIELLO, M.PECCE-2001, "Experimental bond behaviour between frp sheets and concrete", 9th International Conference and Exhibition "Structural Faults + Repair 2001", London.
- [6] EUROCODE 2-1991, Common Unified Rules for Concrete Structures, ENV 1992-1-1.
- [7] FIB BULLETTIN-2001, "FRP as Externally Bonded Reinforcement of R.C. Structures: Basis of design and safety concept", TG9.3.
- [8] F.CERONI, G.MANFREDI, M.PECCE-2001, "Cracks width in RC beams strengthened with carbon fabrics", Proceedings of Fifth Conference on Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures-FRPRCS5, Cambridge, pp.917-926.
- [9] F.CERONI, A.PROTA, M.PECCE -2001, "Experimental Behaviour of RC Beams Strengthened by frp Sheets", Proceedings of the International Conference "Composites in construction", CCC 2001, Porto.
- [10] S.MATTHYS-2000, "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement", Ph Doctoral thesis, Ghent University.

ILLUSTRAZIONE DI DUE EDIFICI CON STRUTTURA PORTANTE IN CEMENTO ARMATO REALIZZATI IN ROMA NEGLI ANNI 50-60

Massimo Cestelli Guidi¹

¹ Ingegnere Civile, CESTELLI GUIDI INGEGNERIA S.r.l., Roma.

SOMMARIO

Vengono illustrati due differenti corpi strutturali di edifici realizzati con struttura portante in cemento armato negli anni 50-60 ed il loro comportamento nel tempo.

Le conclusioni per la fase di servizio dei due corpi strutturali possono sinteticamente così riassumersi: strutture in c.a. di buona qualità strutturale e realizzativa hanno resistito senza dissesti critici per qualche decennio alle sovrassollecitazioni derivanti dai cedimenti differenziali in fondazione di notevole valore.

Invece due corpi strutturali di edifici a Roma e Foggia, sottodimensionati e realizzati con materiale di scadente qualità, anche in assenza di cedimenti in fondazione o di altre azioni distruttive, sono pervenuti prematuramente al collasso.

SUMMARY

Two different buildings with reinforced concrete structures are hereby illustrated during their service life.

One building has been built with a very good quality structures, both for design and construction, but with foundations on a compressible soil. The differential rates of settlement during all the life did'nt cracked too much the structures, and the building is still on life.

The other was built in a very good rock-soil and therefore had no settlement for foundations on life. The structures have been designed and constructed with very poor quality level. The building callapsed in december 1998 in Rome.

1. EDIFICIO SITO IN VIA VIGNA JACOBINI – ROMA

1.1 Premessa

I crolli di due edifici verificatisi l'uno a Roma nel Dicembre 1998 e l'altro a Foggia nel Novembre 1999, hanno generato in Italia la psicosi dei crolli per l'edilizia che possono verificarsi senza una causa

scatenante apparente, quali ad esempio gli eventi naturali eccezionali (terremoti, cicloni, alluvioni), oppure quelli prodotti dall'uomo (deflagrazioni, incendi, ecc.) di natura accidentale o dolosa.

L'esame delle principali cause che hanno generato questi particolari crolli di edifici, possono tornare utili ai tecnici per prevenire altri luttuosi eventi simili. In particolare per i tecnici di Roma, ove è stato istituito da parte del Comune il Fascicolo del Fabbriato, tecnici che effettueranno le verifiche sugli

edifici, è necessario conoscere quali difetti statici non rilevabili con il solo esame visivo delle strutture, possono incontrare in alcuni edifici.

La memoria presente riguarda soprattutto l'edificio crollato a Roma in Via Vigna Jacobini, ma anche le analogie con l'edificio di Foggia, per il quale il tecnico incaricato dalla Procura di Foggia, Prof. Ing. Amedeo Vitone, ha gentilmente trasmesso allo scrivente quanto reso pubblico nella conferenza del Febbraio 2000, autorizzata dalla stessa Procura e la memoria presentata al Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili" [1]

Per l'edificio di Roma, lo scrivente è consulente tecnico di parte fin da quando si è verificato il crollo.

Quanto riportato nella presente memoria è relativo a ciò che è stato reso pubblico nelle memorie dei tecnici nominati dalla Procura di Roma e dal CTU nominato dal Giudice delle Udienze Preliminari in sede di incidente probatorio.

Poiché il GUP il 18/10/2001 ha rinviato a giudizio il titolare e l'amministratore della Tipografia, in questa memoria non vengono trattate eventuali concause del crollo legate a interventi antropici sull'edificio, ma solo le due principali cause accertate con il risultato delle indagini e verifiche effettuate.

1.2 Struttura portante dell'edificio

La costruzione dell'edificio, con struttura portante interamente in cemento armato, si è sviluppata nel 1957.

Il terreno di fondazione è risultato dalle indagini recentemente effettuate, di eccellenti caratteristiche meccaniche (tufo lionato), tanto che nonostante le dimensioni molto contenute dei plinti di fondazione diretta, non si sono mai verificati cedimenti apprezzabili delle fondazioni.

I piani fuori terra erano 5 più un piano attico ed un piano interrato destinato a magazzino e pertanto privo di tramezzature (fig. 1; fig. 2).

Le strutture in calcestruzzo armato erano costituite da pilastri e travi, con i solai alleggeriti da laterizi del tipo pesante.

Dalla grande quantità di mattoni pieni presente nei reperti si deve supporre che siano stati utilizzati per realizzare alcune tramezzature o tamponature.

La facciata di Via Vigna Jacobini, era arretrata negli ultimi due piani, per far rientrare la sagoma dell'edificio nell'inclinata urbanistica.

Le murature di facciata e gli ultimi due solai costituivano quindi carichi "in falso" sulle strutture sottostanti (fig. 3).

1.3 Difetti progettuali ed esecutivi [2]

La circostanza che ha dotato il corpo strutturale dell'edificio di via Vigna Jacobini di un livello di sicurezza molto al disotto di quanto richiesto dalla Legge dell'epoca, subito appena costruito, è rappresentata dalla concomitanza di difetti e carenze in tutti i settori operativi che concorrono alla realizzazione strutturale. L'unico elemento strutturalmente valido dal punto di vista sicurezza è costituito dal terreno di fondazione.

Il corpo strutturale di questo edificio costituito da elementi in cemento armato, doveva essere progettato e realizzato conformemente alla Legge n. 2229 del 16/11/1939 "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato".

Queste norme prescrivono, ai fini della sicurezza strutturale, regole precise per la progettazione, i materiali da utilizzare, esecuzione, controllo della qualità e collaudo delle strutture realizzate.

Fra i difetti strutturali riscontrati si riportano i due più importanti, dal punto di vista del crollo, che riguardano i pilastri del piano interrato, elementi strutturali che hanno innescato il crollo:

- sottodimensionamento dei pilastri rispetto alle norme dell'epoca;
- scadente qualità del calcestruzzo.

In sintesi per il primo difetto si è riscontrato:

- sono state adottate per i pilastri del piano interrato sezioni fortemente ridotte, pari al 36÷60% delle sezioni previste dalla L.n.2229 per la progettazione strutturale;
- le maggiori riduzioni (valore medio 40%) si riscontrano nella fila dei pilastri centrali che hanno innescato il crollo;
- le armature sia longitudinali che trasversali risultano per la quasi totalità insufficienti.

Per la qualità del calcestruzzo le indagini svolte e le prove a schiacciamento effettuate su elementi di calcestruzzo prelevati dai reperti, hanno portato alle seguenti conclusioni:

- la resistenza a compressione del calcestruzzo non rispettava la Norma;
- la dimensione massima dell'aggregato era del tutto fuori Norma;
- il dosaggio di cemento è di gran lunga inferiore al limite minimo della Normativa;

e come conseguenza la resistenza del calcestruzzo era molto inferiore a quanto prescritto.

L'importanza di questa non conformità del calcestruzzo visto come materiale sfugge, in un certo modo, se vista con occhi moderni, assuefatti ad una normativa centrata sulle prestazioni del conglomerato piuttosto che sulla composizione.

Si deve però pensare all'impostazione della normativa del 1939, per la quale la base di specifica del conglomerato era appunto la composizione e non la resistenza.

1.4 Analogie fra i crolli di Roma e Foggia [3]

Risulta utile effettuare alcune considerazioni sulle analogie rilevate negli eventi di Roma e Foggia.

Le principali caratteristiche simili dei due edifici e degli eventi verificatisi sono:

- la struttura portante era in cemento armato (pilastri e travi) realizzata negli anni '50-'60 del dopoguerra;
- gli edifici avevano 5-6 piani fuori terra e un piano interrato;
- i piani interrati non avevano tramezzature;
- i costruttori non possedevano una valida organizzazione imprenditoriale, ma piuttosto erano imprenditori improvvisati nel periodo di intensa attività edilizia nell'Italia del dopoguerra;
- il crollo degli edifici si è verificato con una implosione all'interno della superficie sulla quale erano stati costruiti i fabbricati;
- il margine di avvertimento del crollo nei due casi è risultato pressoché inesistente.

I tecnici nominati dalla Procura di Foggia hanno individuato come cause determinanti del crollo delle strutture portanti in cemento armato sia le caratteristiche fisiche e meccaniche dei calcestruzzi straordinariamente carenti, sia numerosi e gravi difetti di progettazione ed esecutivi.

Inoltre hanno ritenuto che l'innescò del crollo sia dovuto alla rottura per compressione di due pilastri del piano interrato.

In sostanza le due principali cause del crollo, sottodimensionamento dei pilastri del piano interrato e scadente qualità del calcestruzzo coincidono con quelle individuate nel crollo di Roma.

1.5 Meccanismo del crollo per l'edificio di Roma. [2]

Il fenomeno del danneggiamento sotto carico protratto (chiamato anche effetto di "fatica statica") insieme alle deformazioni viscoso differenziali ha svolto un ruolo determinante nel crollo di Via di Vigna Jacobini.

Il carico applicato su un determinato pilastro risultava sin dal primo giorno pericolosamente prossimo al carico critico, considerando le carenze qualitative del calcestruzzo utilizzato e le manchevolezze progettuali ed esecutive.

La redistribuzione dei carichi conseguente ai fenomeni viscosi ed il probabile aumento dei sovraccarichi permanenti (rifacimento di pavimenti senza demolire quello sottostante, ecc.) hanno fatto crescere la sollecitazione fino a valori superiori al 75÷80 % della resistenza a compressione del calcestruzzo del pilastro considerato.

In queste condizioni la propagazione delle fessure fino alla rottura per carico protratto è diventata inevitabile.

Un contributo alla rottura del pilastro potrebbe anche essere dovuto ad una perdita improvvisa di portanza delle armature longitudinali, sbandate per effetto del carico di punta, a causa della notevole distanza a cui si sono trovate disposte le armature trasversali (staffe).

2 EDIFICIO SITO ALL' EUR - ROMA

2.1 Premessa

L'edificio è costituito da due corpi di fabbrica (corpo A e corpo B) dei quali uno lungo circa 64 ml. e l'altro circa 48 ml., collegati funzionalmente dai corpi scale (si può parlare di due distinti edifici) (fig. 4), da lungo tempo sotto osservazione a causa di cedimenti che si sono verificati e stanno ancora evolvendo in fondazione.

Nel 1987, unitamente al Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi, era stato già esaminato il problema dei cedimenti fondali di questi edifici, ed erano state redatte proposte progettuali per interventi di risanamento.

Nessun intervento però è stato eseguito in questi anni per eliminare o attenuare i cedimenti differenziali delle fondazioni degli edifici, con conseguente aggravarsi della situazione statica a scapito della sicurezza. [4]

Un monitoraggio con letture periodiche di livellazione di precisione su alcuni pilastri del piano terra per rilevare l'evoluzione dei cedimenti nel tempo, è stato effettuato a partire dal 1976, ed è attualmente in corso.

2.1 Evoluzione dei cedimenti delle fondazioni

Tutta la zona ove risiedono i due edifici è interessata da una subsidenza generale, come si può constatare per altri edifici limitrofi e per l'adiacente Velodromo.

Gli edifici sono stati realizzati nel 1964 con strutture portanti in cemento armato, costituite da pilastri e travi. Nel piano interrato, adibito a cantine e

garage, le strutture dei due fabbricati si unificano in un unico corpo strutturale. (fig. 5)

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce che riportano i carichi direttamente sul terreno alla quota di circa -4,0 m. dal p.c.. In corrispondenza dei pilastri, sono stati disposti dei pali trivellati di 40 cm. di diametro e della lunghezza presunta di circa 20 ml.

La stratigrafia della zona evidenzia terreni di pessime caratteristiche meccaniche fino a circa 22-24 m. dal p.c., terreni ancora in assestamento; al disotto terreni di scadenti caratteristiche fino a circa 38-40 m. dal p.c. ove iniziano le argille grigio-azzurre che si estendono fino alla quota 50-52 m. dal p.c. ove si rinvengono le ghiaie.

Si comprende quindi l'inefficacia dei pali di fondazione, che anzi, sottoposti ad attrito negativo, probabilmente hanno accentuato i valori dei cedimenti nel tempo.

Nel 1976, constatati i cedimenti fondali, è iniziato il monitoraggio.

Nel 1986 è stato effettuato un rilievo dei difetti di orizzontalità (stato deformometrico) per conoscere almeno approssimativamente, i valori dei cedimenti differenziali verificatisi fra l'anno della costruzione e l'anno della prima rilevazione (1976).

L'esame dei cedimenti ha evidenziato per ciascun corpo di fabbrica due movimenti principali: (fig. 6)

- una rotazione rigida degli edifici lungo gli assi longitudinali (lati maggiori);
- un incarcamento degli edifici lungo gli stessi assi (distorsione).

Le rotazioni rigide medie degli edifici al Gennaio 99 risultano:

$$\text{Edificio A} \quad : \quad \Theta = \frac{1}{183}$$

(edificio maggiore)

$$\text{Edificio B} \quad : \quad \Theta = \frac{1}{110}$$

(edificio minore)

Soprattutto per l'edificio B il valore della rotazione risulta molto elevato rispetto a quelli sperimentalmente esaminati in strutture consimili.

Tuttavia se gli edifici avessero subito solo queste rotazioni rigide, a parte il disagio per i pavimenti in pendenza negli appartamenti, nessun danno si sarebbe verificato per le strutture in elevazione.

Invece la distorsione che si è verificata lungo gli assi longitudinali degli edifici, individuata dal valore della deflessione indicata con Δ , ha provocato delle notevoli sovrasollecitazioni nelle strutture sia in fondazione che in elevazione.

Poichè Δ dà la misura del danno strutturale che si verifica negli edifici, ne è stato diagrammato il valore nel tempo per il telaio più significativo per l'edificio A e per quello dell'edificio B ipotizzando anche delle

proiezioni per gli andamenti futuri e delle estrapolazioni per il periodo precedente il 1976 (fig. 7).

Si rileva dai diagrammi che il valore di Δ dal '76 al '99 è andato aumentando.

Per l'edificio A si ottiene un gradiente che diminuisce nel tempo, ma la tendenza ad un asintoto non appare molto vicina.

Per l'edificio B Δ è variato in questi 23 anni lungo una retta, che dovrebbe rappresentare un asintoto di un probabile andamento curvilineo precedente.

Di conseguenza le sovrasollecitazioni dovute ai cedimenti fondali sono destinate ad aumentare in futuro, in modo però differente per l'edificio A e B.

L'esame dei cedimenti sopra riportato non tiene conto delle distorsioni trasversali, né di effetti locali nelle distorsioni longitudinali, avendo preso in considerazione la distorsione principale per ogni edificio. Le altre distorsioni sono però state esaminate e valutati gli effetti sulle strutture.

2.2 Indagini e prove sui materiali

Non essendo disponibili i disegni esecutivi delle strutture, sono stati effettuati rilievi e indagini allo scopo di ottenere le dimensioni delle strutture ed ove possibile le armature ed i valori della resistenza attuale del conglomerato cementizio nonché lo stato di conservazione delle armature.

Alcuni rilievi come ad esempio quello delle strutture di fondazione e parte dello stato fessurativo, sono stati effettuati solo quando sono stati affidati i lavori all'Impresa, all'inizio della fase esecutiva della progettazione di risanamento statico, per non pregiudicare innanzi tempo la funzionalità degli edifici.

Per valutare le caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio sono stati effettuati n. 4 prelievi mediante carotaggi, dei quali 2 nei pilastri e 2 nelle travi, su elementi strutturali meno sollecitati.

Dalle prove di schiacciamento effettuate in laboratorio è risultato un valore medio della resistenza cilindrica a rottura $F_c^m = 20,1 \text{ N/mm}^2$;

con un valore minimo $F_c = 17,4 \text{ N/mm}^2$

che corrispondono alla resistenza cubica convenzionale ai seguenti valori:

$$R_C^m = 24,2 \text{ N/mm}^2$$

$$R_C = 21,0 \text{ N/mm}^2$$

Sono state poi eseguite numerose prove con ultrasuoni, su vari elementi strutturali dei due corpi di fabbrica degli edifici.

La correlazione velocità degli ultrasuoni/resistenza del cls, è stata tarata sui prelievi effettuati con il carotaggio.

Le prove soniche hanno dimostrato una buona uniformità dei valori della resistenza del calcestruzzo nei due corpi strutturali degli edifici. Si è riscontrata una modesta dispersione dei risultati, i cui valori praticamente sono rientrati tutti nei valori estremi determinati con le prove di schiacciamento.

Nell'ottica della normativa attuale si è valutato il valore della resistenza caratteristica del calcestruzzo, valore che tenuto conto delle prove soniche è risultato circa 22 N/mm².

Infine sono stati effettuati dei saggi per rilevare le quantità d'armatura in alcuni elementi strutturali.

L'acciaio d'armatura è del tipo "stellare" utilizzato a volte in quegli anni, non previsto dal regolamento italiano dell'epoca.

L'acciaio era caratterizzato da elevati valori sia per la rottura che per lo snervamento.

Per la determinazione della tensione ammissibile in esercizio si faceva riferimento alla normativa tedesca DIN, ed il valore era di circa 250-260 N/mm².

Nei saggi eseguiti si è constatato un ottimo stato di conservazione delle armature, che sono apparse prive di significativi fenomeni di ossidazione. Non si sono poi rilevate fessurazioni nel calcestruzzo provocate dall'alto tasso di lavoro dell'acciaio.

Nel complesso il corpo strutturale è risultato, oltre che ben progettato ben eseguito, con un ottimo livello di qualità generale.

2.3 Calcolo delle sovrasollecitazioni

Per valutare il complesso di sollecitazioni aggiuntive in elevazione derivanti dai cedimenti fondali, è stato effettuato un calcolo sui telai più significativi, sia per l'edificio A che per l'edificio B. [4]

I telai sono stati limitati ai piani fuori terra, cioè a partire dal piano pilotis, e sono stati deformati secondo i valori dei cedimenti rilevati nella lettura del Gennaio 1999.

I valori dei cedimenti che interessano il calcolo, sono costituiti dagli scostamenti rispetto ad una retta ideale che unisca i pilastri d'estremità, retta, come prima detto, che rappresenta una ideale rotazione rigida del telaio senza sollecitazioni aggiuntive.

Il valore dello scostamento massimo indicato con Δ , caratterizza lo stato di sovrasollecitazione nel telaio.

Attualmente il valore di Δ è composto da due parti:

– l'una derivante dalle misure di non orizzontalità dei

piani effettuate nel 1986,

– l'altra derivante dalle misure di livellazione effettuate dal 1976 e fino al Gennaio 1999.

In totale il valore di Δ per i due telai risulta di circa 10 cm.

Un altro parametro che influenza i valori delle sollecitazioni derivanti dalla deformazione imposta al telaio, è costituito dal valore del modulo elastico del calcestruzzo (E_c)

In base al valore della resistenza caratteristica riscontrato nelle indagini (22 N/mm²), le norme forniscono un valore $E_c \cong 26.000$ N/mm², valore che potrebbe essere adottato per calcolare le sollecitazioni derivanti dai carichi di breve durata.

Nel calcolo si è assunto un valore $E_c = 15.000$ N/mm² valore più appropriato per tener conto dell'effetto della viscosità del conglomerato cementizio per le deformazioni sviluppatasi in più di tre decenni.

Il calcolo è stato sviluppato con un programma di calcolo automatico agli elementi finiti, ed è stato limitato al passo della fase elastica, perché i risultati hanno confermato quanto supposto con l'ispezione visiva delle strutture e con il rilievo delle lesioni per la plasticizzazione delle sezioni più critiche degli elementi strutturali.

I risultati dei calcoli delle sollecitazioni e delle verifiche allo stato limite ultimo effettuate sulle sezioni più critiche degli elementi strutturali possono di seguito riassumersi:

- si è aggiunto un notevole valore di sforzo di trazione negli elementi orizzontali del calpestio del 4° piano derivante dall'inarcamento dell'edificio;
- incrementi notevoli dei valori delle sollecitazioni taglianti e flettenti a tutti i livelli delle ultime 4 – 5 campate dell'edificio A e delle ultime 3 – 4 campate dell'edificio B;
- incremento notevole degli sforzi assiali in alcuni pilastri delle campate di cui sopra.

In attesa di eseguire gli interventi di risanamento statico, come provvedimento urgente è stato predisposto il puntellamento delle campate sovrasollecitate.

Bibliografia

- [1] "Il caso del crollo dell'edificio di Viale Giotto a Foggia" memoria presentata al Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili" Studio Vitone & Associati Bari Istituto Universitario di Architettura di Venezia Dicembre 2001.

[2] "Consulenza tecnica di parte per il crollo del Fabbricato sito in Roma, Via di Vigna Jacobini, 65" Prof. V. Alunno Rossetti, Ing. M. Cestelli Guidi, Settembre 1999.

[3] "Quel calcestruzzo del dopoguerra" M. Cestelli Guidi - OICE Temi & Notizie - Dicembre 1999

[4] "Progetto di risanamento e consolidamento statico di un edificio sito all'EUR - Roma" M. Cestelli Guidi lezione tenuta al "Master in Ingegneria della Sicurezza - Valutazione della vulnerabilità degli edifici" Politecnico di Bari , Maggio 2001

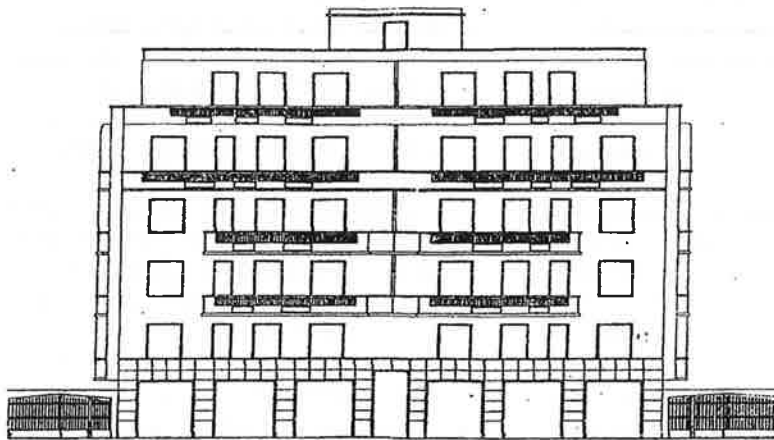


Fig. 1 Edificio in Via Vigna Jacobini : prospetto

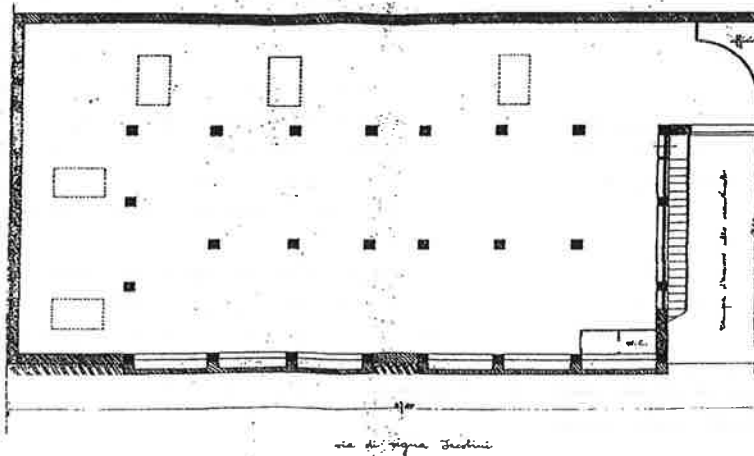


Fig. 2 Edificio in Via Vigna Jacobini : pianta piano interrato

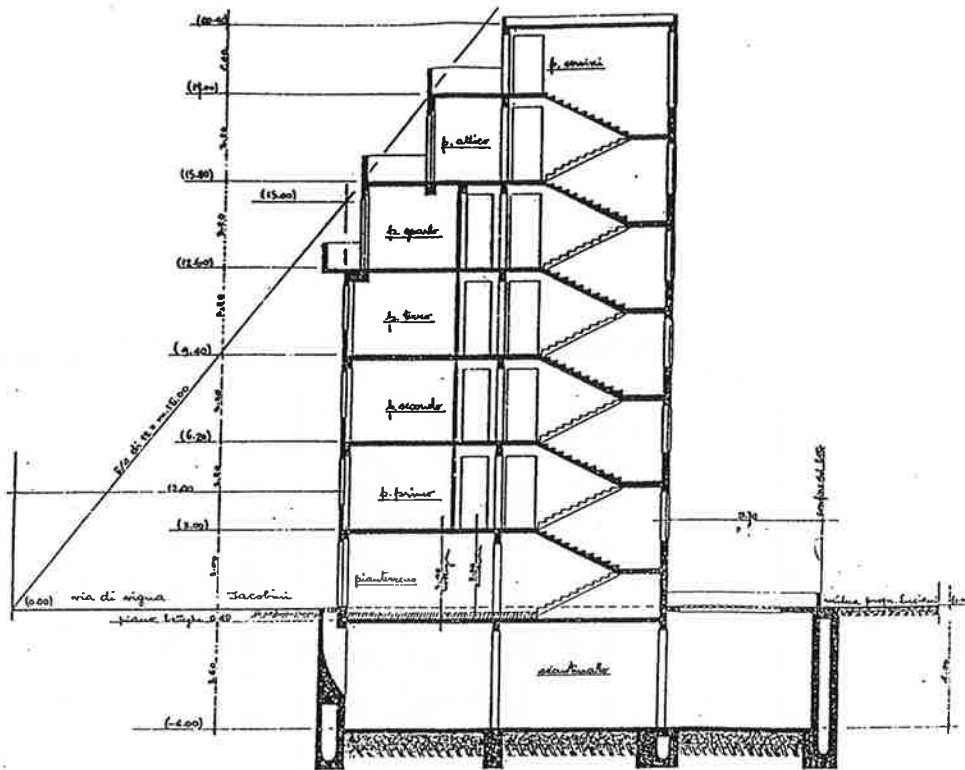


Fig. 3 Edificio in Via Vigna Jacobini : sezione

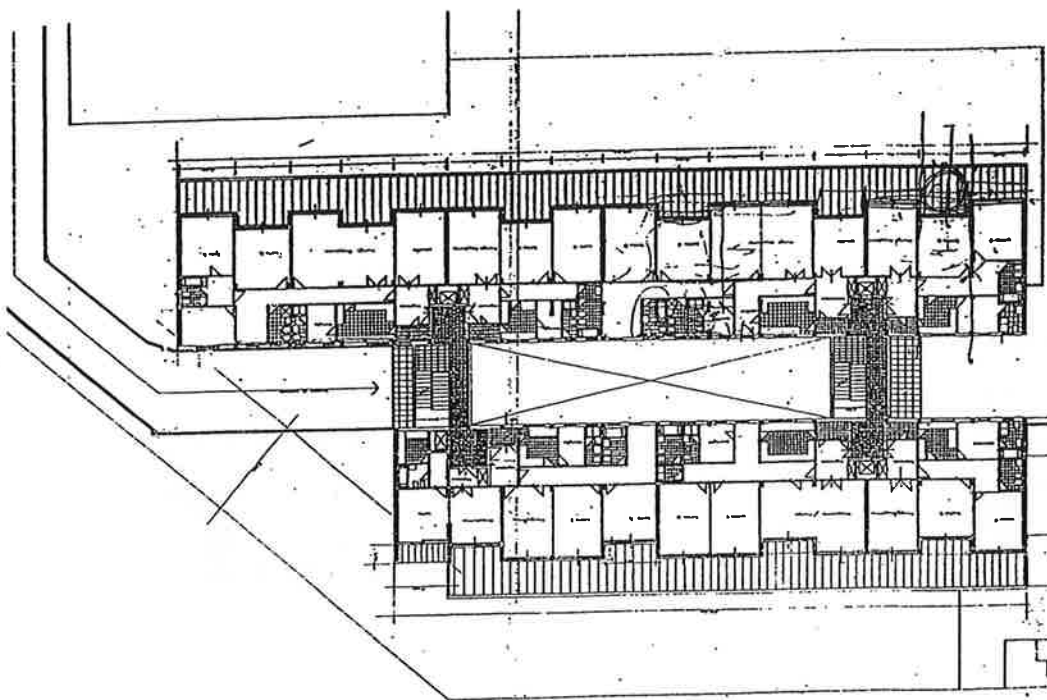


Fig. 4 Edificio a Roma EUR : pianta piano tipo

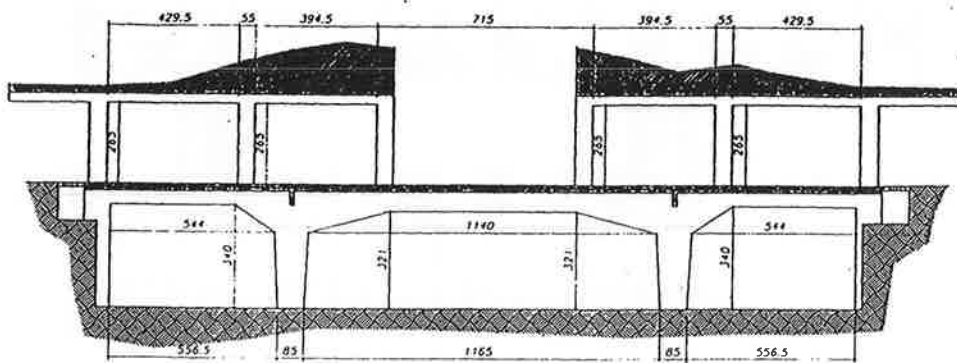
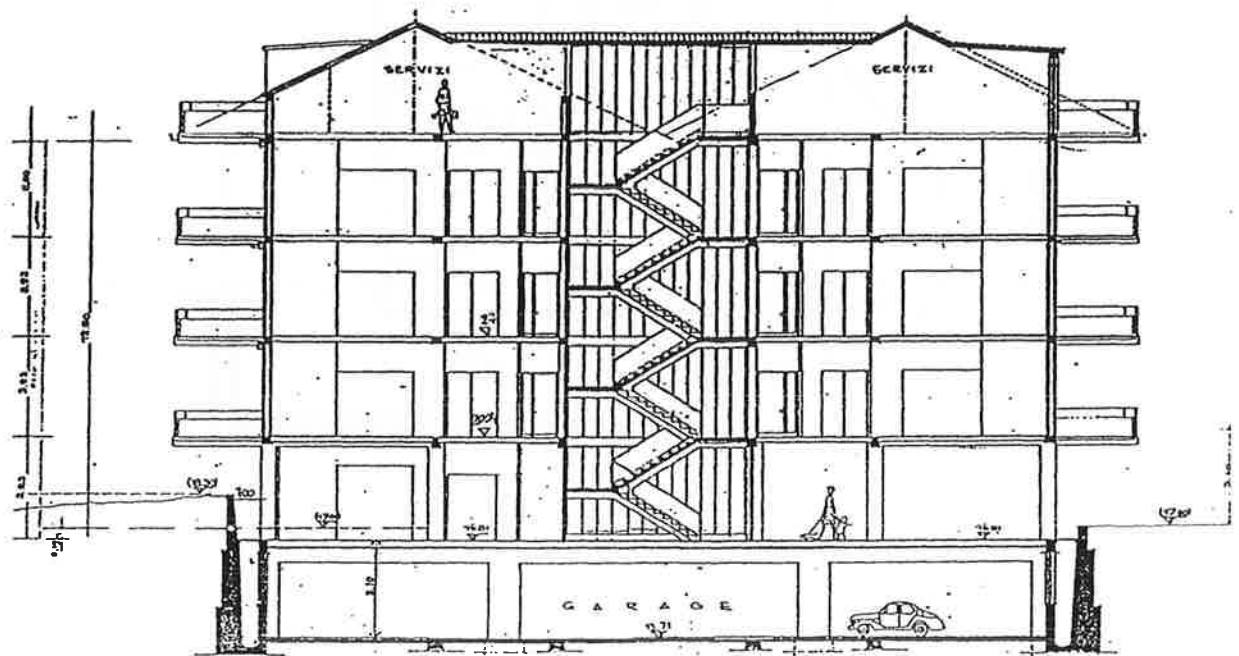


Fig. 5 Edificio a Roma - EUR : sezioni trasversali

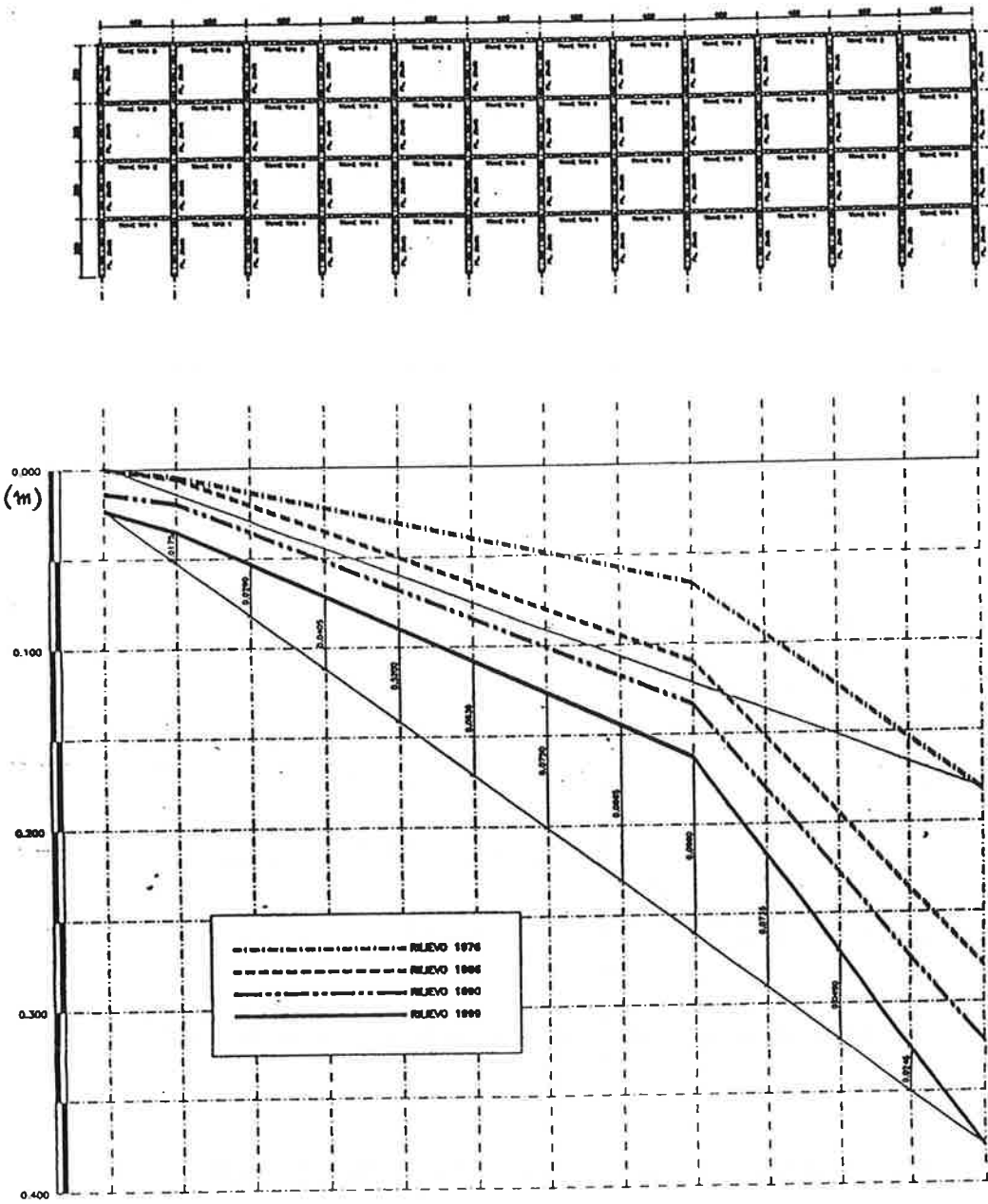


Fig. 6 Edificio a Roma EUR : diagramma dei cedimenti fondali (edificio B)

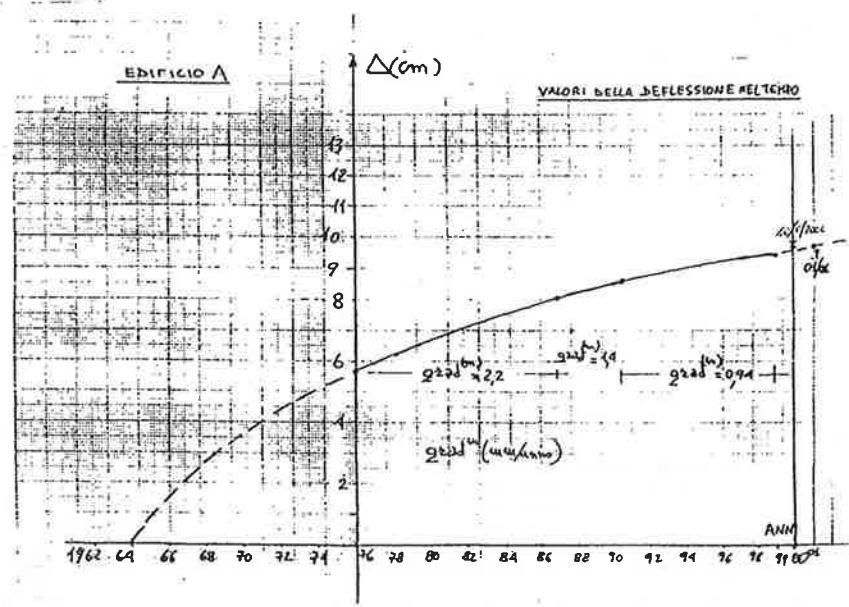
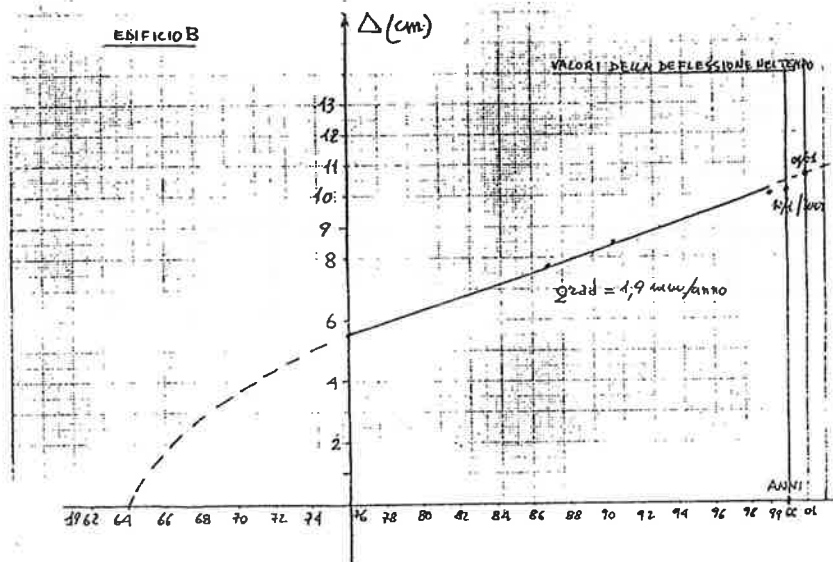


Fig. 7 Edificio a Roma EUR : diagrammi della deflessione

UNA PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLO STATO DI DEGRADO DI UN'OPERA D'ARTE SULLA BASE DELLE ISPEZIONI VISIVE

Marcello Ciampoli¹, Giovanni Nardella², Luca Petrichella¹, Fabrizio Pucci²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza».

² Interservice s.r.l., Roma

SOMMARIO

Viene illustrata una procedura per la programmazione delle ispezioni visive sulle costruzioni e per l'interpretazione dei risultati da esse forniti. La procedura, che è stata sviluppata specificamente per la gestione ottimale dei programmi di ispezione e di manutenzione delle opere d'arte di una linea ferroviaria, si propone di definire metodologie atte a: (a) classificare le opere d'arte della linea ferroviaria in base alla valutazione dello stato di degrado attuale, alla previsione della sua evoluzione ed alla stima della rilevanza di ciascuna opera nell'intera rete; (b) identificare le opere su cui intervenire; (c) ottimizzare il programma di interventi, in relazione ai costi ed alle risorse economiche disponibili.

SUMMARY

In this paper, a procedure aimed at planning visual inspections on building constructions and at interpreting their results (in order to assess the present strength of the inspected constructions) is illustrated; the procedure has been applied to the whole set of structures existing on a railway network in order to plan the programmes of inspection, maintenance and retrofit. The procedure permits to: (a) classify the structures according to their present state, and to the predicted evolution of structural deterioration; (b) identify the structures for which retrofit interventions are mandatory; (c) optimize the retrofit programme according to the available economic resources.

1. INTRODUZIONE

Le ispezioni visive rappresentano lo strumento di indagine che viene impiegato più di frequente per valutare sia lo stato di degrado di una costruzione, sia la necessità e l'urgenza degli interventi di ripristino da attuare su di essa. Sinora, hanno inoltre rappresentato la pratica corrente per la gestione della manutenzione, anche quando il numero e l'importanza delle costruzioni amministrato dallo stesso gestore sono significativi, come nel caso delle opere d'arte di una linea ferroviaria.

E' evidente che, per formulare un giudizio attendibile sullo stato di degrado di una costruzione, è opportuno (e spesso necessario) associare all'ispezione visiva la realizzazione di un programma di prove sperimentali (in genere di tipo non distruttivo); infatti, sono disponibili già da tempo strumenti di efficacia consolidata, che

permettono sia di pianificare il programma di prove [1] e di interpretarne in modo attendibile i risultati [2], sia di valutare sulla base di essi l'affidabilità di una costruzione e la sua evoluzione nel tempo [3, 4].

Tuttavia, una certa inerzia a mutare una pratica consolidata e l'opportunità di ricavare informazioni in modo rapido ed economico spesso limitano questa possibilità di approfondimento: le ispezioni visive rappresentano allora l'unica fonte di informazione, che sarebbe auspicabile rendere "affidabile" e "ricca" di contenuti. Inoltre, le ispezioni visive eseguite nel passato forniscono materiale documentato, utile a ricostruire la "storia" della costruzione oggetto di valutazione.

Nel seguito viene quindi illustrata una procedura che è stata sviluppata specificamente per la gestione ottimale dei programmi di ispezione e di manutenzione delle opere d'arte di una linea ferroviaria, sulla base (per

ora) dei risultati delle sole ispezioni visive.

La procedura si propone di definire metodologie atte a: (i) classificare le opere d'arte della linea ferroviaria in base alla valutazione dello stato di degrado effettivo, alla previsione della sua evoluzione ed alla stima della rilevanza di ciascuna opera in relazione alla funzionalità dell'intera linea; (ii) identificare le opere su cui intervenire con interventi di manutenzione o di ripristino; (iii) ottimizzare il programma di interventi, in relazione sia alle esigenze della sicurezza e dell'esercizio ferroviario, sia ai costi di intervento ed alle risorse disponibili.

La procedura è stata implementata in un programma di calcolo che permette: (a) l'inserimento dei dati raccolti durante l'ispezione visiva della singola opera; (b) l'interpretazione di tali dati e la calibrazione di indici che misurano lo stato di degrado ed una stima della sua evoluzione; (c) l'individuazione (in base alle risorse economiche disponibili) delle opere d'arte da sottoporre a nuova ispezione o ad interventi di manutenzione o ripristino.

2. ISPEZIONE VISIVA: RACCOLTA ED ELABORAZIONE DELLE INFORMAZIONI

Il processo di valutazione del degrado di un'opera d'arte sulla base dei risultati di una ispezione visiva si articola in due fasi separate: (1) l'acquisizione delle informazioni e la compilazione di una scheda; (2) l'elaborazione delle informazioni rilevate e la definizione dello stato di degrado dell'opera e della evoluzione prevista per esso, attraverso indici i cui valori sono calibrati sulla base di scale essenzialmente qualitative.

Nella prima fase, le informazioni sono acquisite da un ispettore che provvede alla compilazione di una scheda. Nell'applicazione svolta, la scheda è stata inserita all'interno di un sistema informativo, che ne permette la compilazione in modo assistito, ma presuppone l'impiego di un computer portatile durante l'ispezione; la scheda è comunque disponibile anche in formato cartaceo, essendo prevista, anche per tale formato, la stessa procedura di rilevamento dei dati e la totale compatibilità con la procedura informatizzata.

Le informazioni raccolte consistono nella individuazione degli elementi che caratterizzano lo stato di degrado dell'opera, e che sono identificati come *difetti progettuali* ed *esecutivi* [5]. Lo scopo della ispezione visiva è infatti proprio l'individuazione dei difetti presenti nell'opera, e la formulazione di un giudizio (qualitativo-quantitativo) sulla loro pericolosità.

Un *difetto* è una causa di riduzione delle prestazioni (statiche e funzionali) della struttura, legata a carenze nel progetto e/o nella costruzione dell'opera, alla presenza di agenti aggressivi nell'ambiente di esposizione, ad un uso improprio o ad una manutenzione insufficiente. La gravità e la pericolosità di ciascun difetto è misurata dall'ispettore in termini di consistenza e di tasso (previsto) di evoluzione. Tale identificazione avviene sulla base del riscontro (visivo) delle modalità con cui i

diversi difetti si manifestano.

Nella seconda fase, le indicazioni riportate nella scheda, relativamente alla consistenza ed alla tendenza ad una rapida evoluzione dei difetti, sono elaborate attraverso algoritmi automatizzati, che forniscono, in una scala opportuna, sia una valutazione dello stato di degrado dell'opera, sia una previsione della sua evoluzione. Tali valutazioni vengono effettuate calcolando per ciascuna opera ispezionata una coppia di indici, denominati rispettivamente di *degrado* dell'opera e di *evoluzione del degrado* dell'opera.

L'applicazione della procedura di valutazione del degrado a diverse opere, costituenti un insieme tipologicamente omogeneo (viadotti a travate in c.a., gallerie, ...), permette di confrontarle, ovvero di definire una classifica delle opere d'arte basata sulla stima del loro attuale stato di degrado e sulla previsione della sua evoluzione. Tale classifica è lo strumento impiegato per la individuazione delle opere da sottoporre ad una indagine più approfondita, o ad interventi di manutenzione o di riparazione, in relazione anche alle risorse economiche disponibili per l'esecuzione di tali interventi ed all'urgenza degli stessi.

La calibrazione dei diversi indici, che intervengono nelle valutazioni, rappresenta il punto più delicato della procedura. Attualmente, i valori degli indici sono tarati in base a considerazioni dettate dall'esperienza; nel seguito la calibrazione sarà perfezionata attraverso l'analisi dei risultati di ispezioni visive condotte, in un arco temporale abbastanza ampio, sulla stessa opera e su opere simili.

3. COMPILAZIONE DELLA SCHEDA DI ISPEZIONE

La scheda informatizzata è predisposta in modo da guidare l'ispettore nella raccolta delle informazioni relative allo stato di degrado dell'opera. I contenuti dei diversi campi della scheda sono i seguenti.

3.1 Valutazione della presenza di fattori di rischio specifici

Lo stato di degrado dell'opera e la sua evoluzione dipendono anche dalle caratteristiche dell'ambiente di esposizione. L'ispettore verifica se l'opera sia esposta ad agenti aggressivi (quali cloruri, solfati, acque acide di provenienza industriale o urbana, atmosfera marina, ...), e caratterizza l'ambiente di esposizione, ad esempio con riferimento alle indicazioni dello European Standard CEN 1999 [6].

3.2 Identificazione della parte d'opera

Per le diverse tipologie di opere d'arte prese in esame (attualmente, viadotti e gallerie), è definito un elenco di *parti d'opera* oggetto dell'ispezione (per un viadotto: le fondazioni, le spalle, le pile, l'impalcato, i

giunti, gli appoggi). Per definire la posizione effettiva dei difetti, ciascuna parte d'opera è a sua volta suddivisa in *elementi* (ad esempio, per le pile di un viadotto: fusto, pulvino). In questo campo della scheda, l'ispettore definisce la parte d'opera e l'elemento oggetto della ispezione.

3.3 Individuazione e localizzazione dei difetti

L'individuazione dei difetti presenti sulla parte d'opera ispezionata viene eseguita consultando una lista - numerata - di difetti (essenzialmente strutturali) [cfr. Tabella 6 per il caso di un viadotto ferroviario], che è stata elaborata in funzione della tipologia di opera d'arte e della parte d'opera specifica, seguendo le indicazioni fornite in [5].

Per ciascun difetto, è possibile consultare una scheda che contiene la descrizione (anche fotografica) delle manifestazioni visive, un elenco delle cause possibili e delle eventuali conseguenze (a titolo d'esempio, in Figura 1 viene riportato uno schema della scheda descrittiva del difetto *degrado superficiale del calcestruzzo*).

In accordo al diagramma di flusso riportato in Figura

2, l'ispettore passa in rassegna l'elenco dei difetti possibili per l'elemento della parte d'opera che sta ispezionando, e verifica la presenza di ciascun difetto sulla base delle manifestazioni visive che rileva.

Per garantire la correttezza dell'identificazione di ciascun difetto sulla base del rilievo di una sua possibile manifestazione, l'ispettore può consultare l'elenco dei possibili difetti a cui la manifestazione in esame è associata. Quindi, o conferma la corretta identificazione del difetto e controlla la presenza del difetto elencato nel seguito, o approfondisce la verifica, esaminando tutti i possibili difetti a cui è associata la manifestazione che ha rilevato. E' possibile allegare alla scheda una immagine fotografica delle manifestazioni visive dei difetti riscontrati, ed individuare, su di un disegno schematico della parte d'opera ispezionata (disponibile in linea), l'esatta posizione di essi: ciò per confrontare i risultati di ispezioni successive in termini di identificazione di difetti e di previsione della loro evoluzione.

L'ispettore procede quindi alla valutazione dell'entità di ciascun difetto attraverso la stima dei valori dei due indici, rispettivamente, di *consistenza* V_1 e di *evoluzione* V_2 .

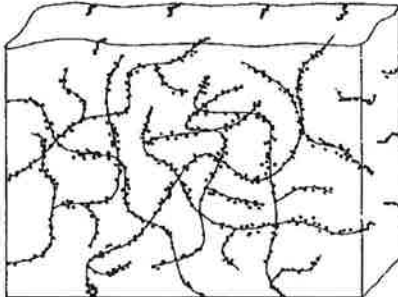
Difetto n. 12	<i>Degrado superficiale del calcestruzzo</i>
Rappresentazione	
Manifestazioni possibili <i>(per ciascuna manifestazione, sono indicati il numero, l'unità di misura della estensione ed il numero dei difetti a cui può essere associata)</i>	<p>2 sgretolamento del calcestruzzo in superficie ([mq] di superficie sgretolata); presente anche nei difetti n. 1-2-8-9-13-14-15-20</p> <p>17 fessure diffuse e/o localizzate ([ml] di sviluppo delle fessure); presente anche nei difetti n. 1-2-9-10-11-14</p> <p>18 fenomeni di colorazione dello strato di calcestruzzo più superficiale, macchie di umidità con sviluppo di efflorescenze ([mq] di superficie degradata); presente anche nei difetti n. 9-14-15-16-18</p> <p>29 dilavamento del calcestruzzo ([mq] di superficie degradata)</p>
Cause	<p>a. fenomeni di ritiro accentuati per scelta non corretta del rapporto acqua/cemento;</p> <p>b. uso di inerti non idonei (reazioni alcali-silice);</p> <p>c. uso di additivi non idonei;</p> <p>d. errata o omessa progettazione della miscela di calcestruzzo in funzione della classe di esposizione e delle dimensioni strutturali;</p> <p>e. inadeguata protezione del calcestruzzo nelle prime ore dal getto;</p> <p>f. effetti del gelo in un calcestruzzo poroso e permeabile.</p>
Conseguenze	<p>a. formazione di vie preferenziali per la penetrazione di agenti aggressivi per le armature;</p> <p>b. maggiore esposizione del calcestruzzo agli agenti aggressivi esterni;</p> <p>c. problemi di natura estetica nelle strutture in c.a. a faccia vista.</p>

Fig. 1 Scheda descrittiva del difetto *degrado superficiale del calcestruzzo*

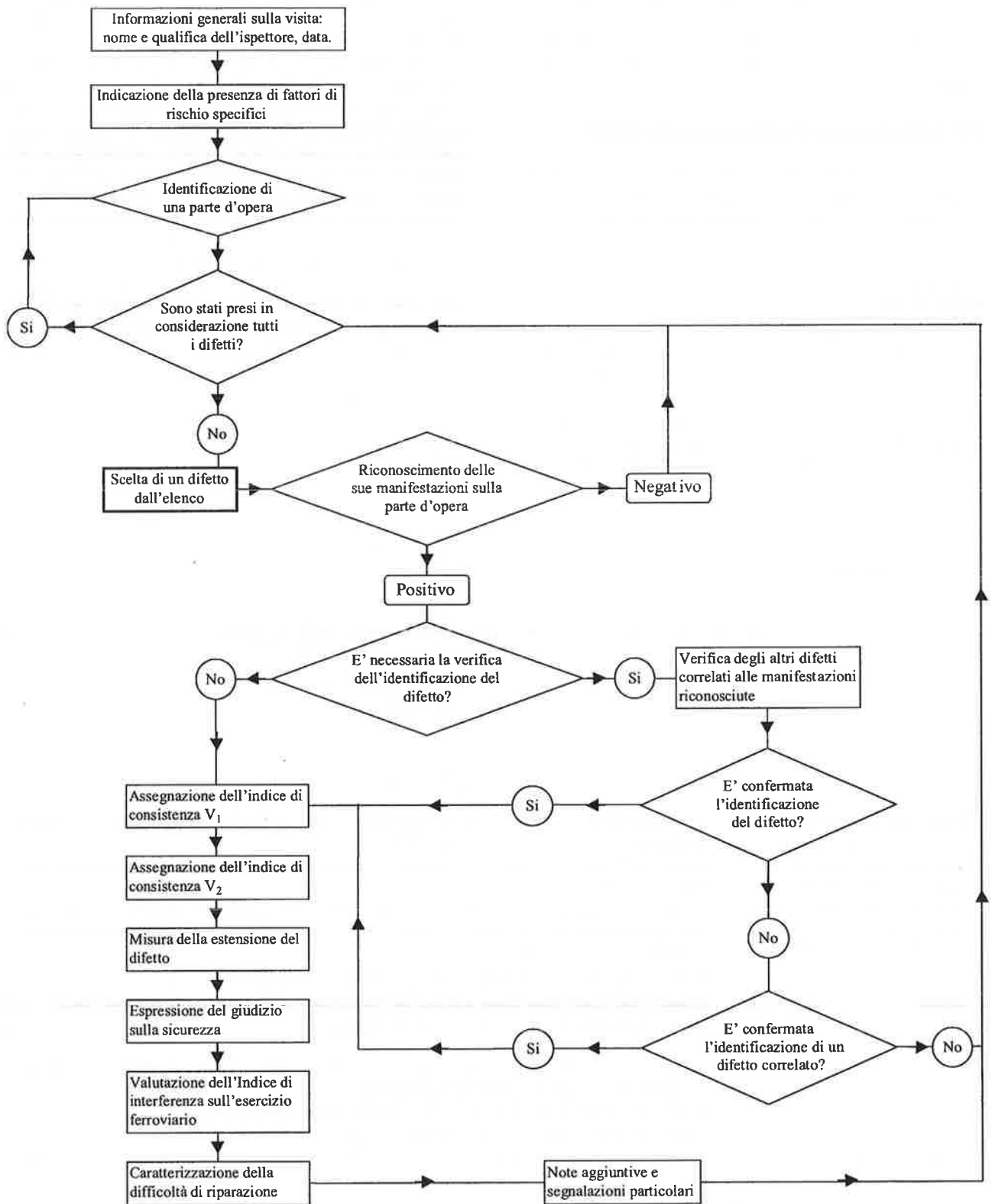


Fig. 2 Diagramma di flusso della procedura di compilazione della scheda di ispezione di un'opera d'arte ferroviaria

3.3.1 Indice di consistenza V_1

L'indice di consistenza V_1 misura, in una scala che in questa prima versione della procedura è stata assunta variabile tra 10 e 70, la consistenza del difetto, ovvero definisce l'intensità con cui esso si manifesta. La gra-

duazione della scala dipende dal difetto rilevato e dalle sue manifestazioni: ad esempio, al difetto *corrosione delle armature ordinarie* è associata la scala riportata in Tabella 1. L'ispettore è guidato nella scelta del valore dell'indice da una serie di foto raffiguranti diversi livelli di consistenza del difetto (Figure 3 e 4).

V_1	Difetto: <i>corrosione delle armature ordinarie</i> - Elementi di giudizio
10	sospetta penetrazione di cloruri o carbonatazione del calcestruzzo o presenza di correnti vaganti
20	leggera fessurazione del calcestruzzo lungo le barre d'armatura o lieve rigonfiamento del copriferro
30	fessure pronunciate lungo le barre d'armatura o rigonfiamento significativo del copriferro o colorazione dello strato superficiale di calcestruzzo
40	espulsione del copriferro con evidenza della corrosione delle armature sottostanti, o presenza diffusa di macchie di ruggine sulla superficie del calcestruzzo
50	diminuzione locale o generalizzata dell'area resistente delle barre di armatura e perdita di aderenza al contatto barra-calcestruzzo
60	notevole riduzione dell'area resistente delle barre di armatura, con eventuale scorrimento relativo tra barre e calcestruzzo
70	perdita totale della capacità resistente delle barre di armatura e della funzione di trasferimento delle tensioni

Tabella 1 Scala di valutazione dell'indice di consistenza del difetto *corrosione delle armature ordinarie*

3.3.2 Indice di evoluzione V_2

L'indice V_2 rappresenta, in una scala che nella prima versione del programma è stata assunta variabile tra 10 e 40, una stima della possibile evoluzione del difetto, ovvero della rapidità con cui si ipotizza che evolverà nel tempo. La graduazione della scala dipende dal difetto rilevato e dalle sue manifestazioni: ad esempio, l'evoluzione del difetto *corrosione delle armature ordinarie* può essere valutata mediante la scala riportata in Tabella 2. L'ispettore è guidato nella scelta del valore dell'indice da una serie di foto raffiguranti diversi gradi di evoluzione del difetto (Figure 3 e 4).

3.3.3 Misura dell'estensione del difetto

Ai fini della valutazione del costo degli interventi di riparazione dell'opera, l'ispettore quantifica l'estensione del difetto. Per ciascuna tipologia di difetto e per le sue manifestazioni, è disponibile in linea la descrizione di una serie di interventi di riparazione, di cui è anche stimato il costo unitario di esecuzione.

In realtà, per valutare il costo di riparazione di un difetto, sarebbe opportuno differenziare i costi di intervento, oltre che in relazione alla difficoltà di esecuzione, anche in relazione alla tipologia di intervento, all'estensione del difetto, ed alla necessità di provvedere ad altre riparazioni sulla stessa parte d'opera. Quest'ultimo aspetto verrà affrontato in una versione successiva della procedura.

3.3.4 Caratterizzazione della difficoltà di riparazione

Per calcolare il costo di riparazione, è opportuno tenere conto della necessità di sostenere costi aggiuntivi per effetto di impedimenti nelle operazioni di riparazione. Ciò viene fatto attribuendo un valore (attualmente compreso tra 0 e 3) ad un *indice di difficoltà di riparazione*, in funzione sia delle difficoltà di accesso al sito e di manovra nell'area, sia della localizzazione del difetto. Il valore dell'indice è posto pari al massimo dei valori ipotizzabili per i tre tipi di difficoltà. Le scale di valori adottate nella prima versione della procedura sono riportate in Tabella 3.

V_2	Difetto: <i>corrosione delle armature ordinarie</i> - Elementi di giudizio
10	l'azione degli agenti aggressivi non ha ancora determinato la depassivazione delle armature, che pertanto non sono suscettibili di corrosione
20	la rapidità con cui la corrosione evolve è bassa, per effetto di condizioni ambientali non aggressive o caratteristiche particolari del calcestruzzo (non fessurato, impermeabile...)
30	la rapidità con cui la corrosione evolve è alta, a causa di condizioni ambientali particolarmente aggressive o prestazioni insufficienti del calcestruzzo
40	si prevede che la corrosione possa dar luogo in tempi molto brevi a conseguenze pericolose

Tabella 2 Scala di valutazione dell'indice di evoluzione del difetto *corrosione delle armature ordinarie*

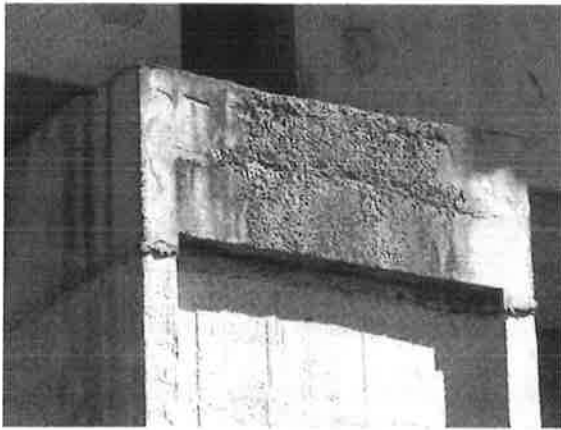


Fig. 3 Parte d'opera: pile; elemento: pulvino. Difetto: *degrado superficiale del calcestruzzo*. Possibili valori degli indici: $V_1=20$; $V_2=20$



Fig. 4 Parte d'opera: appoggi; elemento: baggiolo. Difetto: *fenomeni di rottura localizzata del calcestruzzo*. Possibili valori degli Indici: $V_1 = 50$; $V_2 = 30$

Valore	Difficoltà di ripristino - elementi di giudizio
0	Facilmente accessibile
1	Accesso pubblico, non facilmente accessibile ai mezzi, ma accessibile alle persone
2	Accesso pubblico, difficilmente accessibile ai mezzi ed alle persone, o accesso privato
3	Difficilmente accessibile ai mezzi ed alle persone, rischio per la sicurezza degli operatori

(a)

Valore	Difficoltà di ripristino - elementi di giudizio
0	Area di manovra ampia, senza problemi di disposizione o movimento dei mezzi e delle strutture
1	Area di manovra che necessita di operazioni preliminari all'installazione del cantiere, per risolvere eventuali problemi di disposizione o movimentazione dei mezzi
2	Area di manovra con gravi problemi di movimentazione e disposizione dei mezzi
3	Area di manovra con problemi di disposizione e movimentazione dei mezzi, e con gravi rischi per la sicurezza del cantiere

(b)

Valore	Difficoltà di ripristino - elementi di giudizio
0	Difetto collocato ad un'altezza inferiore ad 1.5 m, ed accessibile senza l'impiego di ponteggi
1	Difetto collocato ad un'altezza compresa tra 1.5 e 3 m, facilmente accessibile con un impiego minimo di ponteggi
2	Difetto collocato ad un'altezza superiore a 3 m, accessibile mediante l'impiego di ponteggi, oppure collocato ad altezza inferiore, ma difficilmente accessibile con i mezzi ordinari (ad esempio, intervento da realizzare in corrispondenza di alvei fluviali)
3	Difetto collocato in modo tale da creare rischi per la sicurezza o forti rallentamenti alle ordinarie lavorazioni di riparazione, per i quali occorre prevedere lavorazioni di tipo diverso

(c)

Tabella 3 Scala di valutazione della difficoltà di ripristino in funzione di: (a) difficoltà di accesso al sito; (b) difficoltà di manovra nell'area; (c) difficoltà di intervento in relazione alla localizzazione del difetto.

3.3.5 Giudizio sulla sicurezza della linea

L'ispettore procede alla verifica delle condizioni di stabilità dell'opera e formula un giudizio tramite un indice che esprime la necessità di riparare con urgenza il difetto, o di segnalarlo in relazione a problemi di sicu-

rezza dell'opera o di esercizio ferroviario.

3.3.6 Indice di interferenza sull'esercizio ferroviario

L'ispettore esprime un giudizio sulla necessità di interrompere o limitare l'esercizio dell'opera a causa del

difetto riscontrato, e sulle modalità con cui attuare tali variazioni d'uso. Tale giudizio viene espresso attraverso

un indice che tiene conto di varie possibilità di interruzione e di limitazione del servizio (Tabella 4).

Valore	Descrizione
0	Manufatto pienamente efficiente per la sicurezza della circolazione dei treni
1	Circolazione su binario dispari ad una velocità compresa tra 120 km/h e 80 km/h
2	Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 120 km/h e 80 km/h
3	Circolazione su binario dispari ad una velocità compresa tra 80 km/h e 60 km/h
4	Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 80 km/h e 60 km/h
5	Circolazione su binario dispari ad una velocità compresa tra 60 km/h e 30 km/h
6	Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 60 km/h e 30 km/h
7	Circolazione su binario dispari ad una velocità inferiore a 30 km/h
8	Circolazione su binario pari ad una velocità inferiore a 30 km/h
11	Interruzione binario dispari - Nessuna limitazione per la circolazione su binario pari
12	Interruzione binario dispari - Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 120 e 80 km/h
13	Interruzione binario dispari - Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 80 e 60 km/h
14	Interruzione binario dispari - Circolazione su binario pari ad una velocità compresa tra 60 e 30 km/h
15	Interruzione binario dispari - Circolazione su binario pari ad una velocità inferiore a 30 km/h
21	Interruzione binario pari - Nessuna limitazione per la circolazione su binario dispari
22	Interruzione binario pari - Circolazione su binario dispari ad una velocità compresa tra 120 e 80 km/h
23	Interruzione binario pari - Circolazione su binario dispari ad una velocità compresa tra 80 e 60 km/h
24	Interruzione binario pari - Circolazione su binario dispari d una velocità compresa tra 60 e 30 km/h
25	Interruzione binario pari - Circolazione su binario dispari ad una velocità inferiore a 30 km/h
30	Interruzione totale entrambi i binari

Tabella 4 Indice di interferenza sull'esercizio ferroviario

4. VALUTAZIONE DELLO STATO DI DEGRADO DELL'OPERA

Per caratterizzare lo stato di degrado di un'opera, si fa riferimento a due indici: l'*indice di degrado I* e l'*indice di evoluzione del degrado E*. Un algoritmo provvede a calcolarli sulla base delle informazioni raccolte durante l'ispezione, a partire dagli indici V_1 e V_2 assegnati dall'ispettore a ciascun difetto.

4.1 Indice di degrado I

L'indice I fornisce una stima del degrado complessivo dell'opera. E' calcolato a partire dai valori degli indici di consistenza $V_{1,i}$ ed evoluzione $V_{2,i}$ assegnati dall'ispettore al difetto i -esimo riscontrato nella parte d'opera j -esima, attraverso la relazione seguente:

$$I = \sum_{j=1}^m C_{p,j} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n'} V_{1,i} \cdot V_{2,i} \cdot C_{d,i} \cdot \left[\sum_{k=1}^n (C_{int,ik}) - (n-1) \right]}{w}$$

dove:

- m è il numero delle parti d'opera ispezionate;
- $C_{p,j}$ è il coefficiente di importanza relativa della j -esima parte d'opera, che tiene conto della sua rilevanza ai fini della valutazione del degrado e della sicurezza dell'opera d'arte (i valori di questo coefficiente nel caso di un viadotto ferroviario sono riportati in Tabella 5);
- $V_{1,i}$ è il valore dell'indice di consistenza assegnato dall'ispettore al difetto i -esimo;
- $V_{2,i}$ è il valore dell'indice di evoluzione assegnato dall'ispettore al difetto i -esimo;
- $C_{d,i}$ è un coefficiente che misura l'importanza relativa del difetto i -esimo, il cui valore è ipotizzato indipendente dalla parte d'opera in cui è rilevato il difetto (i valori di questo coefficiente nel caso di un viadotto ferroviario sono riportati in Tabella 6);
- n è il numero di difetti rilevati sulla stessa localizzazione della parte d'opera j (ad esempio, per la parte d'opera *pila*, la pila $n. 3$);
- $C_{int,ik}$ è un coefficiente che misura l'interazione tra i difetti rilevati nella stessa parte d'opera alla medesima localizzazione;
- w è il numero di parti d'opera della stessa tipologia (j) ispezionate nel corso della visita (ad esempio:

per la parte d'opera *pile*, il numero di pile ispezionate; per la parte d'opera *impalcato*, il numero di campate ispezionate);

n' è il numero di difetti riscontrati sulla parte d'opera j -esima, che è pari alla somma di quelli rilevati sulle singole localizzazioni della stessa parte d'opera ($n' = \Sigma n$).

I valori dei coefficienti riportati nelle Tabelle 5 e 6 sono stati stimati sinora in maniera largamente approssimata; si ritiene tuttavia che in futuro essi potranno essere calibrati attraverso l'esame dei risultati di ispezioni successive della stessa opera d'arte e di opere d'arte della stessa tipologia.

I coefficienti di interazione $C_{int,ik}$, relativi a difetti

che si trovano nella stessa parte d'opera (ad esempio, *corrosione delle armature ordinarie* e *fessure trasversali in elementi monodimensionali*), vengono estratti da una matrice che ha nelle righe e nelle colonne lo stesso elenco di possibili difetti riscontrabili su quella parte d'opera. Se invece i difetti si trovano su due diverse parti d'opera, ma sono comunque in grado di interagire (ad esempio la *corrosione delle armature ordinarie* sui pulvini delle pile e la *tenuta dei giunti insufficiente*), il valore del coefficiente di interazione $C_{int,ik}$ viene calcolato in relazione al caso specifico: il programma include infatti istruzioni del tipo IF THEN ELSE, che rilevano la presenza di difetti correlati nelle diverse parti d'opera e richiedono il valore del coefficiente $C_{int,ik}$.

Parte d'opera	$C_{p,j}$	Parte d'opera	$C_{p,j}$
Fondazioni	1.00	Impalcato	1.00
Spalle	1.00	Giunti	0.75
Pile	0.75	Appoggi	0.75

Tabella 5 Valori del coefficiente di importanza relativa della parte d'opera nel caso dei viadotti ferroviari

N.	Difetto [5]	$C_{d,i}$
01	fessurazione diffusa regolare	0.10
02	fessurazione diffusa irregolare	0.10
03	fessure da preindurimento su superfici orizzontali	0.10
04	fessure trasversali in getti di spessore elevato	0.10
05	fessure trasversali in elementi monodimensionali	0.20
06	fessure longitudinali in elementi monodimensionali	0.20
07	fessure trasversali in manufatti sottili	0.10
08	fenomeni di rottura localizzata del calcestruzzo	0.20
09	difetti di confezione del calcestruzzo	0.20
10	difetti di esecuzione dei getti	0.20
11	riprese di getto difettose	0.20
12	degrado superficiale del calcestruzzo	0.10
13	degrado dovuto al fenomeno del gelo-disgelo	0.20
14	degrado interno del calcestruzzo	0.20
15	corrosione delle armature ordinarie	0.80
16	corrosione delle armature di pretensione	1.00
17	anomalo rientro delle armature di pretensione	0.80
18	corrosione delle armature di post-tensione	1.00
19	rientro degli apparecchi di ancoraggio negli elementi in c.a.p. a cavi post-tesi	1.00
20	insufficienza di giunti strutturali	0.80
21	deformazioni elastiche eccessive	0.80
22	deformazioni differite eccessive	0.80
23	cedimenti delle fondazioni eccessivi	0.80
24	danneggiamento della struttura per cedimenti dei vincoli (interni o esterni)	0.80
25	danneggiamento degli apparecchi d'appoggio	0.50
26	sistema di smaltimento delle acque insufficiente	0.10
27	tenuta dei giunti insufficiente	0.10

Tabella 6 Elenco dei difetti presenti in un viadotto ferroviario e valori del coefficiente di importanza relativa del difetto

Nella valutazione di I si fa quindi l'ipotesi che ciascuna parte d'opera abbia un degrado paragonabile alla

media dei degradi valutati sulle localizzazioni di quella parte d'opera che sono state effettivamente ispezionate: è chiara quindi la valenza statistica di questa informazione.

4.2 Indice di evoluzione del degrado E

L'indice E fornisce una stima della rapidità con cui l'opera evolve verso stati di degrado successivi e più avanzati, ed è calcolato a partire dal solo valore dell'indice di evoluzione V_2 , assegnato a ciascun difetto. La relazione che fornisce il valore dell'indice di evoluzione del degrado dell'opera è la seguente:

$$E = \sum_{j=1}^m C_{p,j} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n'} V_{2,i} \cdot C_{d,i} \cdot \left[\sum_{k=1}^n (C_{int,ik}) - (n-1) \right]}{w}$$

nella quale i simboli hanno il significato illustrato nel Par. 4.1.

5. CLASSIFICAZIONE DELLE OPERE IN BASE AI RISULTATI DELL'ISPEZIONE VISIVA

I risultati dell'ispezione visiva vengono utilizzati come strumento decisionale ai fini della programmazione degli interventi da eseguire sulle opere d'arte della linea ferroviaria.

In generale, per ciascuna opera sono disponibili diverse alternative, ovvero:

- modificare la cadenza temporale delle ispezioni visive eseguite di routine;
- approfondire la campagna di indagini, tramite: ispezioni visive programmate ad hoc; allestimento di un sistema di monitoraggio in continuo; prove non distruttive, eseguite in sito, e/o prove di laboratorio, che possono essere utilizzate per la calibrazione di modelli di previsione della evoluzione del degrado;
- eseguire interventi di manutenzione, al fine di mantenere le capacità prestazionali ad un livello accettabile;
- eseguire interventi di riparazione, al fine di ristabilire le capacità prestazionali originarie;
- eseguire interventi di miglioramento di parti dell'opera, al fine di migliorarne le capacità prestazionali;
- eseguire interventi di sostituzione di elementi dell'opera;
- mettere fuori servizio l'opera.

I soli risultati dell'ispezione visiva non sono sufficienti ad effettuare le scelte necessarie. Altri elementi che intervengono nel processo decisionale sono:

- l'urgenza degli interventi, legata sia alla necessità di limitare il rischio correlato al degrado delle opere, sia all'importanza strategica dell'opera;
- la programmazione economica degli interventi da eseguire, che deve essere mirata all'allocazione ot-

timale delle risorse economiche disponibili;

- la pianificazione spaziale e temporale degli interventi, al fine sia di limitare il disturbo arrecato al regolare esercizio del sistema, sia di ottimizzare l'organizzazione delle squadre di lavoro.

Il programma di calcolo fornisce informazioni utili a stabilire la tipologia e la programmazione degli interventi da eseguire sull'insieme di opere ispezionate. A ciascuna di esse vengono infatti associati:

- i valori degli indici I ed E, che rappresentano lo stato attuale di degrado e la previsione della sua evoluzione futura;
- in relazione alle possibili strategie di intervento, i costi da sostenere, i tempi necessari e le interferenze con l'esercizio della rete ferroviaria;
- le informazioni relative alle condizioni di sicurezza, e quindi all'urgenza di intervenire.

La valutazione dei costi da sostenere per gli interventi viene effettuata all'interno di un modulo del programma che contiene una lista di possibili tipologie di intervento ed i costi relativi, ricavati dalle tariffe BA delle FS. Il modulo contiene anche le durate temporali medie di esecuzione degli interventi di riparazione, che, combinate con le informazioni relative all'interferenza con l'esercizio ferroviario, permettono la pianificazione dell'intero programma di interventi.

Con riferimento al caso di una linea ferroviaria, è possibile quindi ricercare, in tutta la linea o in una porzione limitata di essa, tutte le opere che presentano gli stessi fenomeni di degrado, o che necessitano, per la riparazione, di analoghe modalità di interruzione dell'esercizio ferroviario, o che hanno la stessa urgenza di riparazione.

In particolare, l'uso dei due indici di valutazione del degrado permette di costruire una matrice, detta di *priorità di intervento*, in cui le opere sono ordinate in funzione proprio dei valori di I ed E (Figura 5).

In ciascun campo della matrice, è riportato il numero di opere della linea caratterizzate da valori degli indici I ed E compresi nel relativo intervallo; la lista delle opere si ottiene semplicemente operando con il cursore sul campo.

Un possibile criterio utilizzabile nel processo decisionale di scelta delle opere su cui intervenire può essere quello di operare sulle strutture caratterizzate da una combinazione di valori di I ed E ritenuta critica: sono quindi le opere a cui si fa riferimento in tutte le caselle comprese al di sotto di una diagonale secondaria della matrice (nell'ipotesi che le scale degli indici siano orientate in modo crescente dall'alto verso il basso e da sinistra verso destra). Questo criterio permette di privilegiare o i casi di maggiore gravità o quelli più urgenti o quelli che hanno entrambe queste caratteristiche.

CONCLUSIONI

E' stata illustrata una procedura di pianificazione delle ispezioni visive e di interpretazione dei risultati da

esse forniti, che è stata sviluppata specificamente per la gestione ottimale dei programmi di ispezione e di manutenzione delle opere d'arte di una linea ferroviaria.

La procedura si propone di definire strumenti idonei sia a definire lo stato delle opere d'arte in base ad una valutazione dello stato di degrado attuale, ad una previsione della sua evoluzione e ad una stima della rilevanza di ciascuna opera nell'intera rete, sia ad identificare le opere su cui intervenire, in relazione ai costi ed alle risorse disponibili.

La procedura è implementata in un programma di calcolo che permette: l'inserimento dei dati raccolti durante l'ispezione della singola opera; l'interpretazione di tali dati e la calibrazione di indici che misurano (in forma qualitativa) lo stato di degrado ed una stima della sua evoluzione; l'individuazione (in base alle risorse

economiche disponibili, ad esempio annualmente) delle opere d'arte da sottoporre a ispezione e manutenzione.

Nel futuro il processo decisionale sarà affidato ad un sistema logico, che, sulla base delle previsioni dello stato di degrado delle opere d'arte della linea, che possono essere dedotte (a) dallo studio dei dati raccolti nelle sequenze di ispezioni visive condotte sulle singole opere e (b) dalla definizione di linee di tendenza che interpretino l'evoluzione stessa del degrado, sarà in grado di prevedere l'evoluzione dell'intero sistema e quindi di ottimizzare la scelta degli interventi e/o la sequenza temporale di esecuzione. Inoltre si ritiene che la calibrazione dei coefficienti che compaiono negli algoritmi di calcolo sarà perfezionata dallo stesso sistema in base alle informazioni raccolte nelle ispezioni su tutte le opere della linea.

E \ I	0 - 15	16 - 30	31 - 45	46 - 60	61 - 75	76 - 90	91 - 105	106-120	121-135	136-150
0 - 600	15	8	0	0	0	0	0	0	0	0
601 - 1200	0	2	12	2	0	0	0	0	0	0
1201 - 1800	0	0	5	2	1	1	2	0	0	0
1801 - 2400	0	0	0	1	6	3	1	0	0	0
2401 - 3000	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0
3001 - 3600	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3601 - 4200	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
4201 - 4800	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2
4801 - 5400	0	0	0	0	0	0	0	2	1	1
5401 - 6000	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2

Fig. 5 Matrice di priorità di intervento (in ciascuna cella è indicato il numero di opere d'arte della linea - tra quelle esaminate sinora - che sono caratterizzate da valori dell'indice di degrado I e dell'indice di evoluzione del degrado E compresi nel relativo intervallo; la lista dei nomi delle opere si ottiene operando con il cursore sulla cella relativa)

BIBLIOGRAFIA

- [1] M.CIAMPOLI - 1992. Criteri di programmazione delle ispezioni sulle costruzioni esistenti e di interpretazione dei risultati sperimentali. *Ratio Mathematica* - Rivista di Matematica Applicata all'Economia e all'Ingegneria, N. 3; Agosto; pp. 15-34.
- [2] M.CIAMPOLI, P. NAPOLI - 1993. Upgrading reliability assessment of degraded structures. IABSE Colloquium on "Remaining Structural Capacity"; Copenhagen; Marzo; pp.69-76.
- [3] M.CIAMPOLI, P.E.PINTO - 1989. Metodi per la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti. Giornate AICAP'89, Napoli, Maggio; pp.21-34.
- [4] M.CIAMPOLI, P.NAPOLI, E.F.RADOGNA - 1990. Criteri generali per la stima della sicurezza nella scelta degli interventi sulle costruzioni esistenti. *L'Industria Italiana del Cemento*, N. 649; Novembre; pp.908-922.
- [5] Gruppo Danneggiamento per difetti costruttivi del Progetto strategico del CNR: "Sicurezza e qualità nelle costruzioni civili e industriali"; Sottoprogetto 3 - 2000. "Durabilità strutturale e sicurezza delle costruzioni nei riguardi della protezione antincendio".
- [6] CEB Bulletin d'Information n° 243 - 1998. Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures affected by Reinforcement Corrosion. ISBN 2-88394-040-1.

IL PONTE SUL WADI KUF – LIBIA

PROGETTO DI RESTAURO STATICO

Emanuele Codacci Pisanelli¹

¹ Coordinatore del progetto, Roma.

SOMMARIO

Nel presente articolo viene sinteticamente descritta la metodologia tecnica e scientifica con cui è stato affrontato il problema relativo al controllo ed al successivo ripristino delle strutture del ponte strallato in c.a. sul Wadi Kuf in Libia.

SUMMARY

This paper synthetically describes the methodology, technical and scientific, with which has been faced the problems concerning the checking and subsequent repairing works of the cable stayed bridge structures on the Wadi Kuf valley – Libya

1. PREMESSA

Il ponte strallato in cemento armato sito nella valle del Wadi Kuf (Cirenaica - Libia), è stato progettato dal Professor Riccardo Morandi e realizzato nel periodo 1968-1971 (fig.1).



Questa struttura rappresenta una delle massime espressioni delle tecniche relative all'applicazione del cemento armato precompresso; infatti, tutti gli elementi costruttivi come le pile, l'impalcato ed i tiranti sono stati realizzati mediante tale sistema.

Tra le strutture facenti ricorso alla tecnologia in cemento armato precompresso, il ponte sul Wadi kuf rappresenta ancora oggi l'opera avente maggiore luce libera mai realizzata.

La struttura è stata sottoposta ad un intervento di straordinaria manutenzione conclusosi recentemente.

Il progetto di restauro è stato concepito in modo tale da evitare di alterare la forma originaria del ponte consentendo quindi di mantenere inalterata la bellezza di questa struttura universalmente nota e riportata come esempio nei più importanti testi di settore.

L'intervento è stato indirizzato al ripristino di quelle limitazioni strutturali connesse alla non perfetta conoscenza, all'epoca di costruzione, di fenomeni quali creep, perdita di forma nei cassoni monocellulari sottili ed al ripristino dei calcestruzzi superficiali esterni soggetti a maggior degrado.

Nell'ambito delle possibili soluzioni strutturali, è stata prescelta l'adozione di interventi di precompressione aggiuntiva all'interno della travata principale a cassone, l'introduzione di

anelli anti torsione, l'applicazione di barre diagonali di precompressione per il consolidamento delle mensole a sbalzo sul tirante. Inoltre particolare attenzione è stata data al ripristino dei calcestruzzi corticali degli stralli. Non ultimo è stato effettuato l'adeguamento antisismico dell'intera struttura conformemente alle moderne metodologie di calcolo ed esecutive con l'adozione di speciali apparecchi di appoggio e ritegno appositamente progettati e realizzati per questa struttura.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La strada principale che attraversa l'altopiano cirenaico, nel tratto tra Benghazi ed El Beida, a circa trenta chilometri da quest'ultima, supera una ampia incisione percorsa sul fondo dal fiume detto Wadi Kuf.

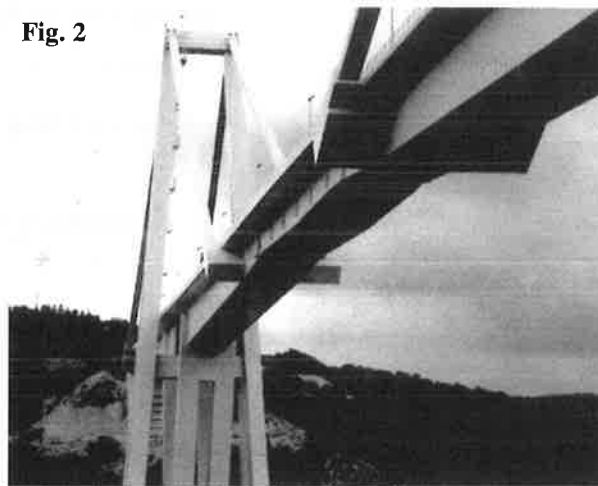
L'attraversamento di questa che è una delle più belle valli della Cirenaica, avviene a mezzo di un ponte strallato di ampie dimensioni avente le seguenti caratteristiche principali:

- Quota media del piano viario sul livello del mare: 411.50 m
- Altezza del piano viario dal fondo della valle: 180.00 m
- Scansione delle luci teoriche: 97.50 – 282.00 – 97.50 m
- Lunghezza complessiva dell'opera: 524.75 m
- Larghezza dell'impalcato: 13.00 m
- Altezza dal piano stradale sullo spiccato fondazioni:
 - Spalla lato Benghazi 25.40 m
 - Pile lato Benghazi 80.70 m
 - Pile lato El Beida 63.70 m
 - Spalla lato El Beida 15.80 m
- Altezza delle antenne: 95.50 m

3. IL SISTEMA STATICO

Il complesso statico dell'intero ponte è costituito da due sistemi bilanciati indipendenti collegati tra loro da una trave centrale (trave tampone) semplicemente appoggiata alle estremità degli sbalzi (fig.2); i due sistemi sono equilibrati in corrispondenza delle spalle da un vincolo bilaterale.

Fig. 2



Il comportamento statico di ciascun sistema può essere sintetizzato come segue:

- La travata è da considerarsi quale trave a sezione variabile continua su tre campate con sbalzo terminale; gli appoggi interni al sistema sono elastici con l'esclusione dell'appoggio fisso esterno sulla spalla.
- Le antenne e le pile oblique di sostegno dell'impalcato sono elementi prevalentemente compressi ad elevata rigidità.
- I tiranti costituiscono gli elementi maggiormente sollecitati del sistema, sono stati posti in opera ad acciaio nudo (non rivestito) con pretensione graduale in modo da poter controllare le distorsioni delle estremità di sbalzo libero.

Ultimata la costruzione di ciascuno dei due sistemi principali, si è proceduto a rivestire i tiranti con elementi parzialmente prefabbricati in calcestruzzo posti in precompressione a mezzo di post-tensione di cavi ausiliari. In tal modo l'abbassamento dell'estremo di sbalzo prodotto dalle variazioni di tensione degli stralli, è risultato inferiore rispetto a quello che si sarebbe determinato se l'acciaio dei tiranti fosse stato nudo.

Infatti, nel caso del ponte sulla laguna di Maracaibo in Venezuela, il Prof. Morandi adottò gli stralli realizzati con cavi in acciaio non rivestiti.

3.1 Le azioni esterne

L'opera è stata progettata tenendo conto delle seguenti azioni esterne:

- Peso proprio e carichi permanenti portati

- Sovraccarichi accidentali secondo le British Standard Specification – Girder bridges – Part 3/section A
- Azioni del vento longitudinali e trasversali pari a 200 Kg/mq per struttura scarica e 100 Kg/mq per struttura carica comprensiva della sagoma del carico accidentale
- Variazioni temperatura per +/- 30°C
- Differenza di temperatura tra estradosso ed intradosso dell'impalcato per 10 °C
- Azioni sismiche longitudinali e trasversali pari al valore massimo del 5% dei soli carichi permanenti.

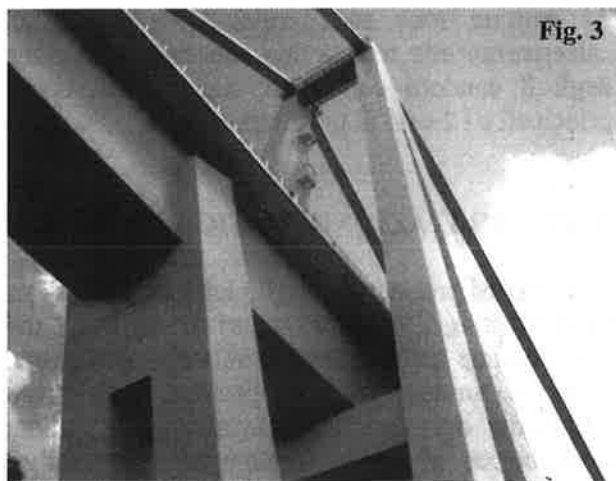
3.2 Le pile

Il solettone di base, dello spessore di 2.50 metri, sostiene il sistema di elementi sub-verticali con geometria esterna a tronco di piramide realizzato a sezione cava con nervature irrigidenti.

I due tronchi di piramide, alti 39 metri in corrispondenza del lato Benghazi e 22 metri in corrispondenza di quello lato El Beida, terminano con una soletta nervata situata a 34.50 metri al di sotto del piano di impalcato.

Si distaccano quindi quattro elementi porta-travata, divergenti a due a due verso l'esterno, con inclinazione del 34% rispetto alla verticale. Tali elementi, realizzati a sezione cava, hanno dimensioni esterne variabili da 5.87 x 3.50 m a 3.50 x 3.50 m con sezione maggiore allo spiccato.

3.3 Le antenne



Le antenne (fig.3) sono costituite da quattro elementi in calcestruzzo che si distaccano dai vertici esterni dal sistema sub-verticale

convergenndo, a coppie, fino a ricongiungersi a 53.90 metri al di sopra del piano viario.

La sezione di ciascun elemento varia da 6.20 x 3.00 metri allo spiccato a 3.11 x 3.00 in sommità. Ciascuna coppia di elementi convergenti è collegata alla omologa in corrispondenza dell'intradosso di impalcato ed in sommità risultando il sistema indipendente dalla travata. L'altezza complessiva di ciascuno dei due sistemi di antenna è identica e pari a 95.50 metri essendo le dissimmetrie assorbite dai sistemi sub-verticali già descritti.

3.4 L'impalcato

Tutto l'impalcato, esclusa la trave tampone, è costituito da un cassone monocellulare con soletta variabile da 20 a 45 cm, pareti verticali da 40 cm di spessore e controsoletta da 20 a 50 cm.

L'altezza totale varia da 7.00 a 4.50 metri in corrispondenza dell'attacco dei tiranti; riducendosi ancora sino a 3.63 metri in corrispondenza della sede di appoggio della trave centrale.

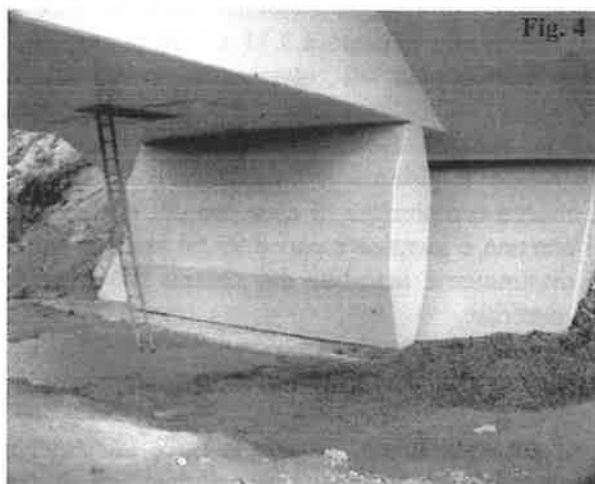
Il cassone è irrigidito con trasversi agli appoggi e in corrispondenza degli attacchi dei tiranti e da nove elementi interni a crociera. E' presente una armatura longitudinale realizzata con cavi costituiti da 8 a 16 trefoli da 0.5" posti ad un interasse pari ad un metro.

La travata centrale, della luce teorica di 55.00 metri, è costituita da una soletta variabile da 20 a 40 cm e da 3 travi a sezione variabile dell'altezza di 3.40 metri in appoggio e di 4.00 metri in mezzera. Tutta la struttura era vincolata ad un estremo a mezzo di cerniera realizzata con lastre di neoprene ed acciaio con scorrimento impedito da spine metalliche (lato El Beida); sull'altro estremo il carrello era costituito da rulli di acciaio fuso del diametro di 40 cm con sistemi di arresto, in caso di extracorsa conseguenti ad azioni sismiche, anch'essi in acciaio (lato Benghazi).

In corrispondenza delle spalle l'impalcato è collegato alla sottostante struttura mediante pendoli in cemento armato della sezione di 1.50 x 7.40 metri e di altezza pari a 4.00 metri (fig.4); le estremità superiori ed inferiori terminano con piastre di acciaio a diretto contatto con le contropiastre di spalla e di intradosso della controsoletta.

Il movimento verticale di sollevamento della travata rispetto all'impalcato è impedito da una fila

di cavi ancorati nel corpo della spalla composti da 8 trefoli da 0.5".



Questi cavi, messi in post-tensione, hanno al funzione di impedire qualsiasi movimento verticale della travata rispetto alla spalla. La curvatura delle piastre di estremità del pendolo, avente raggio pari a 2 metri, consente invece lo spostamento orizzontale della struttura di impalcato.

3.5 I tiranti

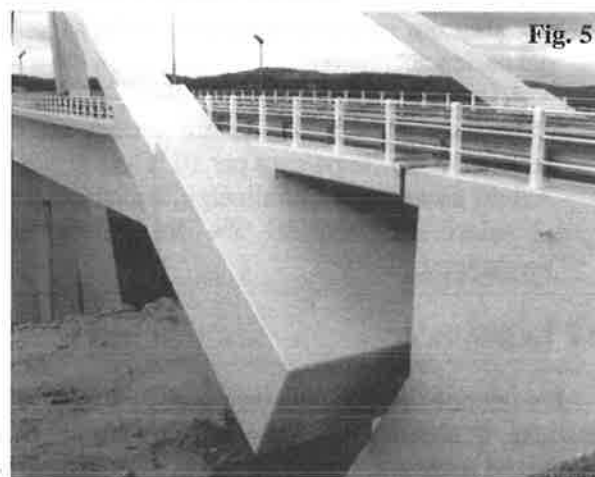
Ciascun tirante è composto da un fascio parallelo di 90 trefoli di acciaio ad alta resistenza ($R = 16.500 \text{ Kg/cm}^2$) ciascuno del diametro nominale di 1" ed un ottavo (2.86 cm), ai quali c'è da aggiungere un complesso di 18 cavi ciascuno composto da 4 trefoli dello stesso acciaio del diametro pari a 1/2".

Tutto il complesso di trefoli costituenti il tirante è convogliato in un elemento di calcestruzzo della larghezza di 154 cm e dell'altezza di 104 cm. L'angolo d'inclinazione dei tiranti è pari a 30° circa sull'orizzontale (fig.5).

Il sistema di sospensione principale, costituito dai 90 trefoli, è realizzato mediante 9 allineamenti verticali paralleli con interasse orizzontale di 16 cm; tali elementi sono stati messi in opera nudi durante le varie fasi di costruzione dell'opera sino al completamento delle operazioni di varo della travata centrale. Successivamente, ciascun trefolo è stato soggetto a verifica della tensione con conseguenti lievi variazioni delle geometrie in modo da uniformarle il più possibile rispetto alle previsioni di progetto.

A completamento di tali operazioni sono stati posti in opera gli elementi prefabbricati costituenti la

protezione esterna del tirante (gusci). Tali elementi sono stati sagomati internamente a forma di pettine ad otto denti inseriti dal basso tra i nove allineamenti dei trefoli principali.



Agli estremi di ciascun allineamento è stato contemporaneamente posto in opera un cavo composto da 4 trefoli da 0.5" ancorati con sistema Morandi M5.

Una volta posizionati gli elementi prefabbricati, sorretti da 20 spine metalliche da 16 mm di diametro, sono stati messi in opera i coperchi prefabbricati con successiva sigillatura dei giunti, l'ancoraggio in corrispondenza della sella ed il mantenimento di cavità libere dei 9 condotti principali.

Le guaine sono state quindi poste in precompressione, libere di scorrere lungo il fascio del tirante, mediante tesatura dei 18 cavi esterni.

Al termine sono state collegate le guaine di calcestruzzo alla travata con successiva iniezione degli 8 condotti contenenti ciascuno 10 tiranti principali e i 2 cavi di precompressione.

4. RIABILITAZIONE STATICA

L'analisi preliminare degli elaborati di progetto ha consentito di calcolare valori di soglia relativi alle massime deformazioni ammissibili per diversi elementi strutturali con specifico riferimento all'azione dei carichi accidentali, alle azioni termiche ed al comportamento in fase elastica dell'intera struttura.

Analogamente i verbali delle prove di carico di collaudo effettuate nel maggio 1971 hanno fornito, per determinate condizioni, quale è stato il

comportamento dell'opera al momento della sua entrata in esercizio.

Per le deformazioni differite dovute a viscosità del calcestruzzo e rilassamento degli acciai – riportate nei calcoli di verifica delle sezioni resistenti – non è stato possibile reperire i diagrammi relativi alle deformazioni previste a lungo termine.

Sulla base di quanto indicato e delle condizioni di degrado rilevate in situ durante la prima fase di indagine, è stato predisposto un programma organico di verifica delle condizioni generali dell'opera per la redazione del progetto di ripristino.

Tale programma ha previsto le seguenti fasi:

- Rilievo di dettaglio delle anomalie
- Rilievo geometrici e misure topografiche
- Rilievi ultrasonici per la determinazione della omogeneità dei calcestruzzi
- Prove sclerometriche per il rilievo delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi
- Prove penetrometriche Windsor
- Misura della profondità di carbonatazione
- Rilievo del potenziale elettrochimico delle armature
- Analisi magnetometrica per il rilievo delle armature
- Prelievo di campioni per prove di chimiche e meccaniche
- Indagini endoscopiche e prove vacuometriche su cavi di precompressione
- Monitoraggio dei giunti di dilatazione (fig.6)
- Prove di comportamento dinamico

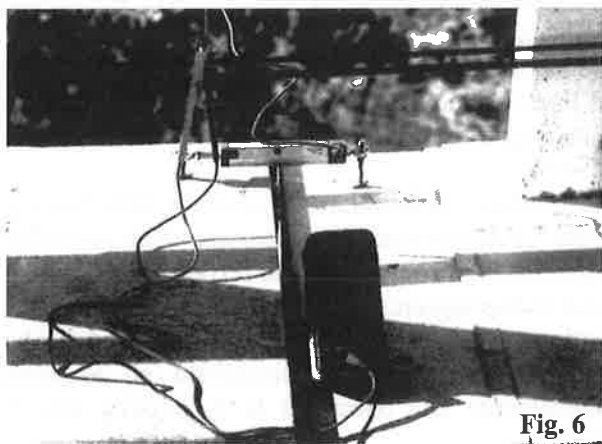


Fig. 6

- Prove di carico statiche

Sulla base dei risultati ottenuti è stato predisposto il progetto di restauro di seguito sinteticamente descritto:

4.1 Realizzazione di anelli anti torsione

Sulla base dei risultati ottenuti nelle prove di carico statiche, è stato necessario inserire dei nuovi elementi rispetto allo schema originale. Ciò a causa dei limiti di rigidità torsionale dell'impalcato dovuti alla perdita di forma della trave a cassone (fig.7).

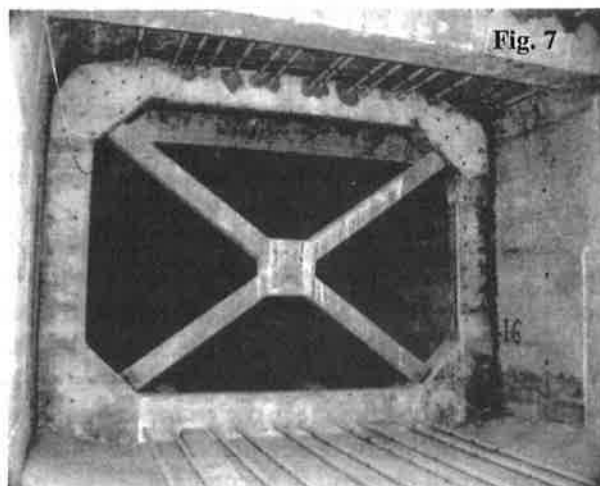


Fig. 7

Per questa ragione sono stati progettati specifici anelli anti torsione che hanno consentito l'incremento della rigidità trasversale dell'impalcato ed il contenimento dei valori di deformazione nel 10 – 15% a seconda della posizione del carico.

4.2 Applicazione di precompressione aggiuntiva all'interno della trave a cassone

La precompressione aggiuntiva all'interno della trave a cassone ha avuto lo scopo di recuperare la perdita di tensione dei calcestruzzi nel tempo ed il rilassamento dell'armatura di precompressione originaria. Il sistema ha previsto:

- L'installazione di n.14 barre di acciaio ad alta resistenza di 26.5 mm di diametro all'interno del cassone in corrispondenza della soletta superiore, per l'intera lunghezza del ponte (dalla spalla all'estremità dello sbalzo di sostegno della trave tampone).
- L'applicazione di n.20 cavi, ognuno composto da n.4 trefoli di 0.6" di diametro, in corrispondenza della superficie superiore della controsoletta partendo dagli ancoraggi degli stralli fino ai sostegni dell'antenna.

4.2.1 Barre

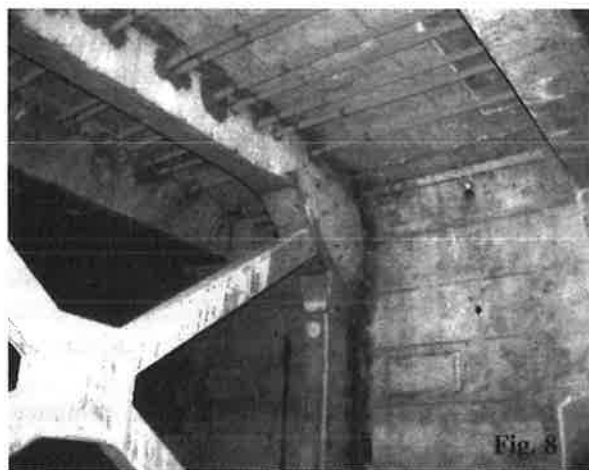
Le fasi di lavorazione concernenti il posizionamento dei condotti, l'assemblaggio ed inserimento delle barre, il tensionamento e l'iniezione di malta vengono di seguito sinteticamente descritte:

4.2.2 Posizionamento dei condotti in PVC ed inserimento delle barre

E' stato assemblato un ponteggio di servizio al di sotto dell'intera superficie inferiore della soletta al fine di consentire il libero accesso all'area di lavoro. Prima dell'inserimento delle barre, è stata effettuata una accurata ispezione per verificare gli spazi di manovra per le operazioni di tesatura in corrispondenza della zona dell'ancoraggio. In caso di interferenze è stata prevista la rimozione del cls. fino all'ottenimento degli spazi necessari e la rettifica delle superfici mediante resine epossidiche in modo da garantire la complanarità dei piani di contatto con gli elementi di ancoraggio.

L'assemblaggio delle barre è stato effettuato inserendole sia all'interno degli elementi presenti nella struttura originale, sia nei i fori delle nuove travi tipo S e degli anelli di irrigidimento torsionale (fig.8).

A causa delle necessità operative, tutte le barre sono state inserite nella zona centrale dell'impalcato (la zona compresa tra i due sostegni delle antenne).



Da questa posizione i segmenti di barra sono stati spinti nelle due direzioni opposte, l'una verso la spalla e l'altra verso l'estremità dello sbalzo.

Le barre sono state quindi giuntate e posizionate una per una nella loro configurazione finale.

Successivamente ogni barra è stata assemblata nella sua intera lunghezza, pari ad oltre 200 m, partendo dall'ancoraggio e procedendo in avanzamento verso la sezione di antenna.

Le fasi di assemblaggio delle barre ed il posizionamento dei condotti in PVC sono stati effettuati contemporaneamente.

Sono stati adottati speciali elementi in gomma, posti ad una distanza di circa 7 m, al fine di isolare elettricamente gli acciai ad alta resistenza. E' stato inoltre predisposto il sezionamento dei condotti al fine di dividere l'iniezione di boiaccia di ogni elemento in numerosi segmenti successivi.

Ciò ha consentito di accorciare la durata delle singole operazioni di riempimento ottimizzandone l'esecuzione.

4.2.3 Tesatura delle barre

Dopo le fasi di assemblaggio delle barre e dei condotti, le piastre di ripartizione sono state installate sulle superfici in calcestruzzo in corrispondenza degli ancoraggi.

Le barre sono state quindi tesate secondo il programma stabilito in sede di progetto.

Tale programma ha definito la tensione nel martinetto, le fasi di tesatura, le sequenze, l'allungamento teorico ed il controllo dell'intera procedura tramite celle di carico.

La tensione applicata è stata definita tenendo in considerazione anche la dissimmetria trasversale della configurazione delle barre.

Le barre sono state tesate ad entrambe le estremità al fine di ridurre l'allungamento elastico in ciascun ancoraggio e ridurre le perdite di tensione per attrito.

Posizionato il martinetto, la tensione delle barre è stata indotta mediante l'incremento della pressione idraulica ed il contemporaneo serraggio del dado.

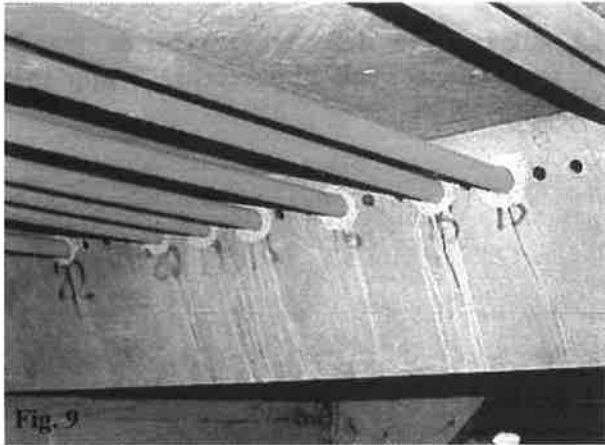
Una volta raggiunto il 'fine corsa' del martinetto, il bullone è stato bloccato, la pressione dell'olio rilasciata, il martinetto disattivato ed ancorato nuovamente alla barra per la successiva fase di tesatura.

Questa sequenza è stata ripetuta fino al raggiungimento della tensione richiesta.

4.2.4 Sigillatura dei condotti in PVC

I condotti in PVC sono stati sigillati utilizzando differenti metodologie.

La prima soluzione è stata utilizzata per incollare e sigillare i tubi in PVC da 73 mm di diametro ai tubi in acciaio galvanizzati contenenti gli elementi di riempimento; una seconda soluzione è stata adottata per il collegamento del calcestruzzo alla superficie dei trasversi (fig.9).



Per questa operazione la superficie in calcestruzzo è stata bocciardata al fine di approfondire ed estendere la zona di sigillatura.

Infine una terza soluzione si è resa necessaria per incollare i tubi in PVC da 73 mm a quelli per accoppiamento da 80 mm.

4.2.5 Iniezione di malta per il riempimento dei tubi in PVC

La malta cementizia di riempimento è stata iniettata sotto vuoto all'interno dei tubi da 25 metri di lunghezza frazionati dagli elementi sopra indicati.

La procedura di riempimento è stata effettuata come segue:

- Pulizia del segmento da riempire mediante getto di aria compressa. Successivamente è stata applicata una pressione stabile di 2 bar per verificare la tenuta dei condotti.

In caso di riduzione apprezzabile della pressione dell'aria durante il test, i giunti difettosi sono stati individuati e trattati con una seconda sigillatura.

- Preparazione della malta cementizia di riempimento. La malta, composta da cemento speciale ed acqua, è stata mescolata mediante

turbo-miscelatore fino all'ottenimento di materiale a sospensione colloidale.

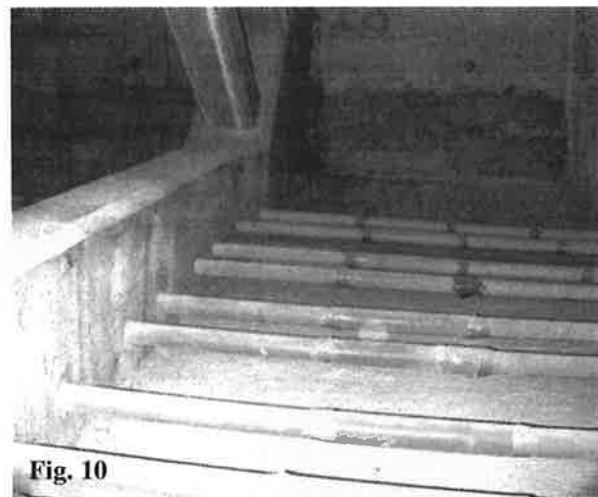
- Aspirazione dell'aria dal condotto da iniettare fino al raggiungimento di una pressione stabilizzata di 0.2 bar.
- Iniezione di malta cementizia partendo dagli elementi in gomma fino la completo riempimento e fuoriuscita di una prima quantità prestabilita.
- Pressione di 2 bar applicata stabilmente alla malta e bloccaggio finale della valvola.
- Rimozione del sistema di iniezione dopo l'indurimento della malta.

4.3 Cavi

Le procedure per il posizionamento dei condotti, tesatura e riempimento, dei i cavi inferiori della precompressione integrativa vengono di seguito brevemente descritte.

4.3.1 Posizionamento dei condotti ed inserimento dei cavi

I tubi guaina in PVC sono stati giuntati a quelli già incorporati all'interno dei blocchi di ancoraggio e dei deviatori mediante manicotti in PVC sigillati con lo stesso materiale utilizzato per i condotti delle barre (fig.10).



I cavi sono stati tagliati a misura prima del loro inserimento. La protezione dei cavi è stata rimossa per la lunghezza necessaria per il successivo inserimento all'interno degli ancoraggi.

4.3.2 Tesatura dei cavi

Successivamente al posizionamento dei condotti e l'inserimento dei cavi, i sistemi di ancoraggio ed i loro cunei sono stati inseriti nei cavi e messi in contatto con i blocchi.

I cavi sono stati tesati da entrambe le estremità secondo il programma di tesatura stabilito dal progetto.

Sono stati utilizzati quattro martinetti mono-trefolo in corrispondenza degli ancoraggi, la tensione è stata prodotta mediante incremento controllato della pressione idraulica.

Un volta raggiunto il 'fine corsa' del martinetto, i cunei di ancoraggio sono stati sbloccati. Dopo lo scarico della pressione dell'olio, i martinetti sono stati nuovamente messi in contatto con l'ancoraggio per la successiva fase di tesatura fino al raggiungimento della tensione di progetto dei cavi.

L'allungamento dei trefoli è stato calcolato con la stessa metodologia adottata per le barre.

I condotti in PVC sono stati incollati secondo le stesse procedure utilizzate per le barre e la malta di riempimento iniettata sotto vuoto per tutta la lunghezza del tubo.

4.4 Precompressione aggiuntiva sulle strutture degli sbalzi (cantilever)

La metodologia relativa alla precompressione aggiuntiva degli sbalzi è stata studiata al fine di consolidare la struttura per carichi speciali. Il progetto ha previsto l'installazione di n.12 x 4 barre da 26.5 mm di diametro inclinate a 35° tesate a 25 tonnellate (fig.11).



Fig. 11

Vengono di seguito descritte le fasi realizzative dell'intervento:

- Rilievi preliminari per l'individuazione dei cavi di precompressione esistenti
- Esecuzione di carotaggi della soletta e controsoletta per il passaggio dei condotti delle barre
- Costruzione di cordoli di irrigidimento
- Posizionamento dei condotti
- Inserimento ed ancoraggio delle barre
- Tesatura delle barre
- Iniezione dei condotti e finiture

4.5 Sollevamento della trave centrale per la sostituzione degli apparecchi di appoggio danneggiati

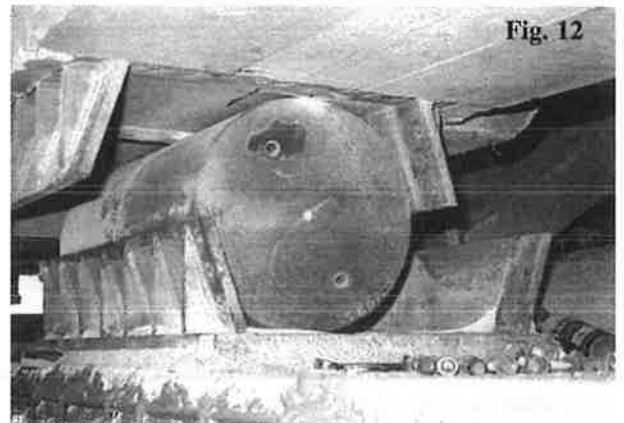


Fig. 12

Alla fine del mese di novembre '98, la trave centrale del ponte è stata sollevata e gli esistenti, ed ormai danneggiati, apparecchi di appoggio sono stati sostituiti da dispositivi meccanici rispondenti a requisiti di resistenza alle azioni sismiche. Di seguito vengono sinteticamente descritte le procedure operative (fig.12).

4.5.1 Operazioni preliminari

E' stata preliminarmente realizzata e posta in opera una trave in c.a.p. il cui fine è stato quello di irrigidire trasversalmente i semi trasversi presenti sulla seggiola 'Gerber'.

4.5.2 Fasi di sollevamento

Successivamente all'ancoraggio trasversale e longitudinale della campata centrale, sono stati installati i circuiti di sollevamento idraulico per il rilievo micrometrico delle deformazioni ed i trasduttori di spostamento (fig.13). Dopo due ore le operazioni sono state portate a termine con

successo nel rispetto delle prescrizioni di progetto. Il valore massimo di sollevamento è stato pari a 12 mm.

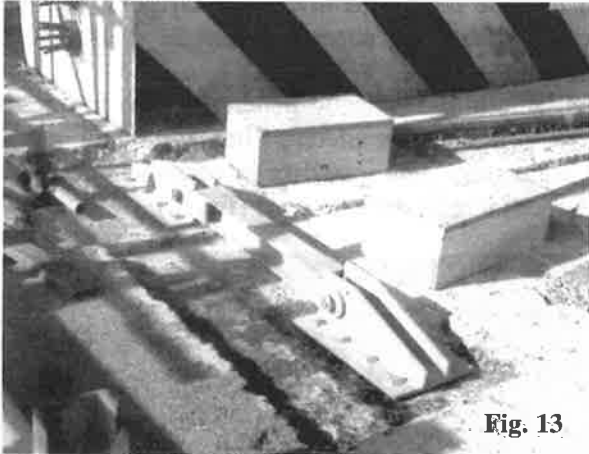


Fig. 13

4.5.3 Installazione dei nuovi appoggi speciali

Dopo le fasi di sollevamento e rimozione dei vecchi dispositivi, hanno avuto inizio le operazioni di inserimento dei nuovi appoggi.

Al fine di garantire una perfetta diffusione delle forze, è stata iniettata della resina nella zona inferiore delle piastre di appoggio (fig.14).



Fig. 14

4.5.4 Riposizionamento della trave centrale

La trave centrale è stata riposizionata sui nuovi appoggi scaricando lentamente il dispositivo di sollevamento mediante valvole di laminazione. Durante le operazioni la pressione è stata controllata sui manometri in modo che il decremento potesse essere continuo ed uniforme in ogni circuito.

4.6 Procedure per il ripristino del calcestruzzo degli stralli

Le attività relative al ripristino del calcestruzzo corticale degli stralli sono state precedute dallo studio e realizzazione di speciali attrezzature di accesso ed hanno previsto:

- La demolizione del calcestruzzo danneggiato mediante martelli leggeri ad aria compressa.
- Lo spessore della demolizione è stato deciso volta per volta secondo le condizioni dell'armatura.
- La rimozione dell'ossido presente sull'armatura mediante sabbiatura.
- La pulizia delle superfici mediante getto di aria compressa.
- La protezione delle armature mediante applicazione di vernice anti ossidante (fig.15).

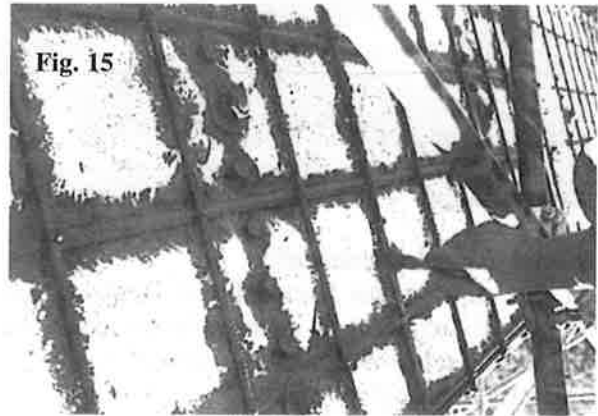


Fig. 15

- La predisposizione delle superfici per la ricostruzione mediante vaporizzazione di acqua fino a saturazione.
- Le fasi di ricostruzione del calcestruzzo (fig.16)



Fig. 16

- Curing
- Applicazione di ciclo di verniciatura protettivo finale

5 Prove di carico statiche di collaudo

Lo scopo delle prove di carico effettuate al termine dei lavori, è stato quello di confrontare il comportamento della struttura con i risultati ottenuti utilizzando la stessa configurazione dei test di collaudo al termine della costruzione dell'opera (fig.17), poi integrate con speciali



schemi di carico asimmetrici.

Al fine di calibrare il modello in funzione delle variazioni termiche, è stato eseguito un rilievo ambientale prima dell'inizio dei test.

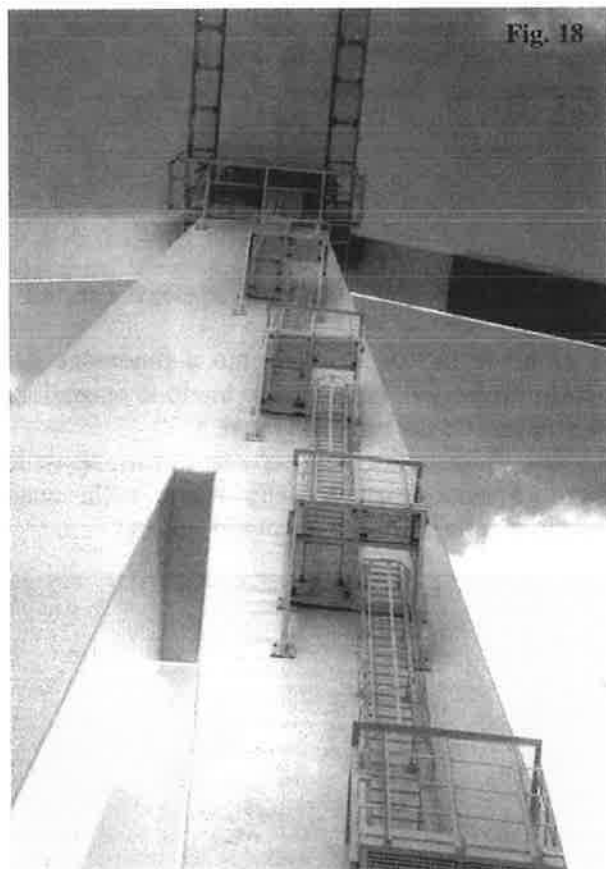
Tali attività hanno compreso:

- Rilievo della temperatura dell'aria e del calcestruzzo. Le misure sono state eseguite con cadenza oraria.
- Livellazione topografica di alta precisione. Durante le prove di carico sono state effettuate misure topografiche all'inizio ed alla fine di ogni fase di carico e scarico e per tutti gli schemi.
- Monitoraggio dell'escursione longitudinale del giunto. Così come per le misure topografiche, è stata monitorata l'escursione longitudinale del giunto secondo le stesse procedure.
- Monitoraggio della tensione degli stralli. Tutti gli stralli sono stati messi sotto controllo mediante l'installazione di strain-gauges a corda vibrante.
- Rilievo della risposta elastica. Dopo 12 e 24 ore dalla completa rimozione del carico, la deformazione residua è stata rilevata

6 Sistemi di ispezione

Al termine dei lavori di restauro il ponte è stato dotato di scale di accesso e sistemi di ispezione stradali.

Nell'ambito del progetto generale anche in questo caso, al fine di non alterare l'immagine dell'opera, le scale sono state installate in corrispondenza dei prospetti interni delle antenne (fig.18).



7 Ringraziamenti

L'autore sentitamente ringrazia il Prof. M.P. Petrangeli - consulente per le soluzioni strutturali, il Prof. F. Brancaloni - consulente per le analisi visco-elastiche, l'Ing. G. Cicchetti per i calcoli, A. D'Adderio per la supervisione dei test in situ e follow up esecutivo, la società Delma - Maltauro per l'esecuzione dei lavori.

Un ringraziamento particolare va ai membri del Libyan Road and Land Transport Dept. che ha autorizzato la divulgazione del presente contributo.

IL COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO PROGETTATI NEGLI ANNI '60

Edoardo Cosenza¹, Gaetano Manfredi¹, Gerardo Verderame¹

¹ Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università di Napoli «Federico II», Via Claudio 21, 80125 Napoli.

SOMMARIO

L'obiettivo del presente lavoro è di valutare l'influenza dei materiali, con particolare riferimento al conglomerato cementizio impiegato nelle strutture in c.a., sulle prestazioni sismiche di edifici realizzati nel decennio degli anni 60. Le analisi sono state effettuate con un originale modello numerico, capace di cogliere i principali fenomeni meccanici che influenzano il comportamento non lineare di telai in c.a. E' stato investigata la risposta di un edificio realmente esistente.

SUMMARY

The objective of the paper is the theoretical evaluation of the influence of materials on seismic performance of existing GLD reinforced concrete structures. In particular, some numerical results obtained from a refined model of the r.c. frame are discussed and the role of concrete mechanical properties are pointed out. The main inelastic phenomena governing the response of r.c. frames are highlighted with reference to a real building.

1. INTRODUZIONE

Le strutture intelaiate in cemento armato progettate in assenza di opportune regole sismiche, mostrano in molti casi un comportamento strutturale deficitario, caratterizzato da una bassa duttilità disponibile e dall'assenza di una appropriata gerarchia delle resistenze che conduca a meccanismi di collasso di tipo globale[1,2].

Spesso i dettagli costruttivi risultano particolarmente carenti (basse percentuali di staffe, cattive condizioni di aderenza); conseguentemente le zone critiche (nodi trave-colonna, estremità di trave colonne) presentano un comportamento poco duttile, mostrando meccanismi di rottura fragile.

Risulta palese che per i motivi su citati la valutazione del comportamento sismico di un edificio in c.a. non si presenta particolarmente immediata. In particolare, le travi presentano i maggiori problemi alle estremità dove, per sovrapposizione delle sollecitazioni per carichi gravitazionali e forze sismiche, possono

presentarsi rotture fragili a taglio. La situazione dei nodi è critica, in particolare per i nodi di estremità, dove la presenza di armatura longitudinale non passante, le cattive condizioni di aderenza e le basse percentuali di staffe, possono comportare sfilamento dell'armatura o rottura a taglio dei nodi.

Negli elementi verticali il collasso può avvenire per crisi del calcestruzzo in conseguenza dell'insufficiente confinamento presente. Le basse percentuali di staffe e la carenza di dettagli costruttivi, causano problemi di instabilità locale delle barre longitudinali alle estremità delle colonne. Pertanto in telai progettati per soli carichi verticali si possono attendere meccanismi di collasso fragili con grossa sensibilità al danneggiamento ciclico.

Risulta necessario introdurre un approccio di indagine di vulnerabilità che non sia basato su semplici osservazioni visive dello stato di fatto degli edifici, ma che si avvalga di studi di dettaglio su uno o più edifici reali che possano essere rappresentativi di un'intera classe di strutture aventi in comune con esso tutti i principali fattori influenzanti la risposta sismica.

Obiettivo del presente lavoro è di quantificare l'influenza dei materiali, con particolare riferimento al conglomerato cementizio impiegato nelle strutture in c.a., sulle prestazioni sismiche di edifici realizzati nel decennio degli anni 60, epoca in cui in molte zone della nostra penisola si realizzavano edifici in assoluta mancanza di criteri antisismici.

Tutte le considerazioni di calcolo effettuate, si riferiscono ad un edificio realmente esistente nell'area di Catania, la cui struttura presenta oltre alle caratteristiche prima menzionate, una certa regolarità e simmetria strutturale.

L'analisi dei dati relativi alle prove effettuate presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni, nel decennio 1960-70 ha consentito di costruire un'attendibile statistica delle caratteristiche meccaniche dei materiali, calcestruzzo e acciaio, utilizzati nelle strutture civili durante l'arco temporale di riferimento. I dati di partenza sono dunque rappresentati dalle funzioni di densità di probabilità delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio impiegati all'epoca di riferimento.

Mediante l'applicazione della simulazione di Monte-Carlo è possibile risalire alle analoghe funzioni caratterizzanti i parametri sufficienti a quantificare le prestazioni sismiche dell'edificio oggetto di studio: tali parametri possono essere il taglio alla base (inteso come risultante di una prefissata forma di forze orizzontali al collasso) e la duttilità (intesa come rapporto fra lo spostamento di un prefissato punto della struttura al collasso, e quello dello stesso punto al limite elastico).

Le analisi sono state effettuate con un originale modello numerico, capace di cogliere i principali fenomeni meccanici che influenzano il comportamento non lineare di telai in c.a..

Operando dunque delle analisi statiche non lineari (push-over analysis), si sono ottenute dunque le popolazioni dei parametri caratterizzanti la risposta dell'edificio (taglio alla base, spostamento in sommità ecc.). La considerevole quantità di analisi effettuate, ha permesso di evidenziare l'influenza dei materiali impiegati sulla risposta sismica della classe di edifici che può ritenersi rappresentata dall'edificio oggetto di studio.

2. ASPETTI NORMATIVI E PROGETTUALI

Una fase critica nello sviluppo di strategie di analisi e valutazione dell'efficienza strutturale di edifici esistenti è la definizione degli standard costruttivi e prestazionali più comuni nel periodo considerato. Tale scopo può essere perseguito con l'analisi delle norme di riferimento, della loro evoluzione con particolare riferimento ai materiali e ai dettagli di armatura. E'

evidente che questo approccio non copre l'intera casistica che può presentarsi sul campo, essendo la cattiva esecuzione oppure gli errori progettuali altre cause non secondarie di dissesti ed inadeguate prestazioni meccaniche delle strutture, ma è altresì chiaro che la definizione di metodologie e tecniche di diagnostica non può prescindere dai caratteri primari dei materiali e degli organismi strutturali oggetto di indagine. E' quindi utile effettuare preliminarmente un esame critico delle normative e della manualistica dell'epoca, con particolare riguardo all'evoluzione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio, nonché dei dettagli di armatura, come ad esempio le configurazioni geometriche adottate per gli ancoraggi terminali di barre lisce.

2.1 I materiali

Il primo regolamento di progettazione ed esecuzione delle opere in cemento armato è costituito dalla Legge del 10 gennaio 1907, che introduce la definizione di resistenza a rottura del calcestruzzo identificandola come la resistenza allo schiacciamento di cubi di 10-15 cm di conglomerato cementizio, di dosatura normale e caratterizzato da un tempo di maturazione di 28 gg in ambiente umido. Il valore minimo della resistenza per applicazioni strutturali è 15 MPa. La progettazione viene eseguita sulla base del cosiddetto *carico di sicurezza*, con terminologia attuale la tensione ammissibile del conglomerato, che a compressione semplice va assunto inferiore oppure uguale ad 1/5 del carico di rottura a 28 giorni di maturazione. L'acciaio da armatura del conglomerato è essenzialmente costituita da ferro omogeneo liscio con una resistenza a rottura per trazione compresa fra 360 e 450 MPa. Ai fini progettuali, il *carico di sicurezza* relativo al ferro omogeneo si assume pari a 100 MPa. Il successivo R.D. settembre 1927 [3] apporta novità rilevanti per entrambi i materiali analizzati. Esso stabilisce, per la prima volta, un criterio statistico, sia pure molto semplificato, per il controllo del calcestruzzo; infatti, il valore rappresentativo della resistenza è assunto pari alla media di 4 risultati con scostamenti massimi dallo stesso non superiore al 20%. Il *carico di sicurezza* è definito in relazione alla tensione di rottura a 28 gg. mediante un coefficiente di sicurezza pari a 4, con un limite superiore pari a 4 MPa. Viene inoltre innalzato il limite superiore della resistenza a rottura dell'acciaio omogeneo, che diviene 500 MPa, con un conseguente innalzamento della tensione ammissibile a 120 MPa. Con il R.D.L. 23 maggio 1932 [4] si interviene nuovamente sul criterio di valutazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo e si assume quale valore rappresentativo la media dei 3 risultati maggiori su 4 prove; per calcestruzzi con cementi ad alta resistenza od alluminosi la tensione ammissibile è

innalzata a 5.0 e 6.5 MPa rispettivamente. La Circolare 17 maggio 1937, n° 2202 dei LL.PP. prevede l'impiego di acciaio semiduro, con una resistenza a trazione compresa tra 500 e 650 MPa e un allungamento di rottura non inferiore rispettivamente al 21% e 14%, per il quale si stabilisce un valore della tensione ammissibile di 160 MPa.

Particolare è il rilievo che il R.D.L. 16 novembre 1939 riveste nell'esame dell'evoluzione del quadro normativo; esso è un decreto particolarmente longevo e pertanto costituisce la norma di riferimento della maggior parte degli edifici in cemento armato con età superiore ai 35 anni [5,6,7,8,9]. Rimasto in vigore per oltre 30 anni viene, infatti, sostituito dal D.M. 30 maggio 1972 n° 9161. Il R.D.L. 16 novembre 1939 assume quale tensione a rottura del calcestruzzo il valore medio dei risultati valutati su 4 provini, con un limite inferiore di 12 MPa per conglomerati di cemento normale, e di 16 MPa per conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminoso. Viene altresì introdotta una classificazione delle armature da cemento armato in tre categorie: acciaio dolce, semiduro e duro. Le tre categorie si distinguono per le diverse caratteristiche meccaniche e per il differente livello tensionale di progetto, variabile tra i 140 e 200 MPa. Quest'ultimo dipende non solo dalla tipologia di acciaio ma anche dalla classe del calcestruzzo e dalla forma della sezione trasversale. L'ultimo documento normativo di rilievo nella finestra temporale di riferimento è la Circolare 23 maggio 1957 n°1472, che nuovamente interviene sulla classificazione degli acciai da cemento armato, introducendo le denominazioni Aq.42, Aq.50 e Aq.60 corrispondenti ai precedenti acciai dolce, semiduro e duro, ma soprattutto contiene le prime indicazioni sugli acciai *speciali* ad aderenza migliorata.

2.2 Dettagli e minimi di armatura

Con il R. D. settembre 1927 sono stabiliti per la prima volta dei limiti di armatura per i pilastri in relazione alla sezione trasversale nonché al rapporto tra la dimensione longitudinale e quella minima trasversale dell'elemento. In particolare, si assume una percentuale di armatura minima compresa tra 1% e 0.50% dell'area della sezione trasversale di conglomerato per sezioni non maggiore di 1600 cm² oppure non minore di 6400 cm² rispettivamente. Il R.D.L. 23 maggio 1932 conferma i limiti stabiliti in precedenza registrando l'aumento del minimo percentuale dallo 0.5% allo 0.7%. Una successiva variazione si registra con il R.D.L. 16 novembre 1939 che stabilisce un armatura minima dello 0.8% della sezione di conglomerato se questa è non maggiore di 2000 cm² e dello 0.5% della sezione di conglomerato se questa è non minore di 8000 cm². Nell'arco temporale di riferimento anche i dettagli di armatura, quali il passo delle staffe o le sovrapposizioni

e gli ancoraggi, subiscono diverse variazioni. Con riferimento al passo delle staffe, definite nelle prime normative come legature trasversali, con il R.D. settembre 1927 si stabilisce che lo stesso non superi il valore di 10 volte il diametro dei ferri. Il R.D.L. 18 luglio 1930 integra la precedente norma stabilendo un ulteriore valore di riferimento pari alla minore dimensione della sezione trasversale del pilastro. Infine la R.D.L. 16 novembre 1939 confermando il limite dei 10 diametri della armatura longitudinale stabilisce un ulteriore valore, ad abrogazione del precedente, pari alla metà della dimensione minima della sezione trasversale del pilastro. Dall'esame delle normative e della manualistica si registra la particolare attenzione rivolta ai dettagli di sovrapposizione e di ancoraggio terminale. Senza dubbio, ciò è giustificabile non solo dal ruolo che i dettagli rivestono sulla sicurezza strutturale dell'elemento ma anche dalle campagne sperimentali condotte sull'aderenza acciaio-calcestruzzo nella prima metà del novecento.

In particolare, con riferimento alle modalità di sovrapposizione delle armature si registra un aumento della lunghezza della stessa; infatti, la norma del 10 gennaio 1907 stabilisce che nei punti d'interruzione le armature debbano essere sovrapposte per una lunghezza di 30 diametri ed uncinandone l'estremità, con il successivo R.D.L. 16 novembre 1939 la lunghezza di sovrapposizione aumenta a 40 diametri ed infine la Circolare 23 maggio 1957 n° 1472 stabilisce una sovrapposizione di 50 diametri per il solo acciaio Aq.50. Con riguardo ai dettagli terminali la norma, ma soprattutto la manualistica, definisce tre tipologie di ancoraggio ad uncino: ganci a 90°, 135° e 180°. In particolare, la norma stabilisce la geometria del gancio a 180° definita mediante il diametro interno di curvatura D variabile tra i 4 e i 5 diametri e il tratto terminale rettilineo L di lunghezza non inferiore ai 3 diametri e comunque tale da moderare le disimmetrie nella distribuzione delle pressioni radiali in corrispondenza della parte curva del gancio [10].

3. LE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI NEGLI ANNI '60

3.1 Il calcestruzzo

L'analisi dei dati relativi alle prove effettuate presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni, nel decennio 1960-70 ha consentito di costruire un'attendibile statistica delle resistenze dei calcestruzzi utilizzati nelle strutture civili durante l'arco temporale di riferimento. La raccolta dei dati e la successiva elaborazione statistica sono state eseguite su una popolazione di resistenze aventi in comune il solo dosaggio di cemento:

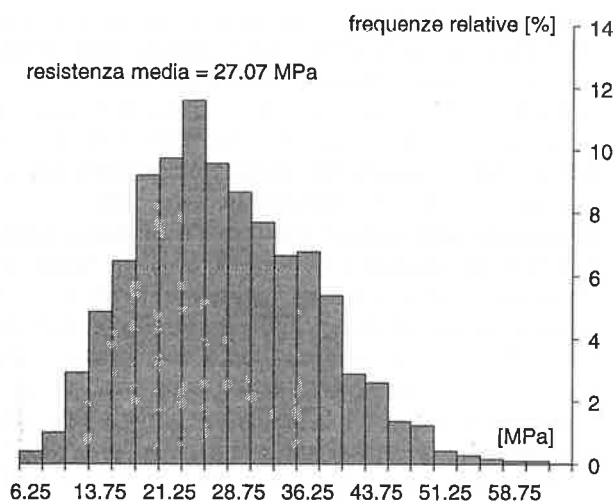


Fig. 1. Diagramma delle frequenze relative delle resistenze dell'intero anno 1960.

numero pratiche		1083
dosaggio medio cemento	[kg/mc]	300
titolo medio del cemento	[MPa]	62.41
numero resistenze		4850
resistenza media	[MPa]	27.07
scarto quadratico medio	[MPa]	9.41
C.O.V.		34.76%
coefficiente di asimmetria		0.421
coefficiente di curtosi		2.898

Tabella 1. Principali caratteristiche della popolazione di resistenze relative al solo anno 1960.

difatti si considerano solo i calcestruzzi confezionati con 300 kg/mc di cemento.

E' stato ignorato il titolo del cemento in quanto non particolarmente variabile; i titoli più frequenti che si riscontrano nel periodo 1960-66 sono il 600 ed il 670 (espressi in Kg/cm²) mentre nel periodo 1967-70 accanto ad essi cominciano ad affermarsi i titoli 730 ed un limitato numero degli attuali 325 e 425.

Sono riportati di seguito, i risultati delle analisi statistiche delle resistenze relative alle prove [11] del solo anno 1960 e dell'intero decennio 1960-70. In Figura 1 è riportato il diagramma delle frequenze relative dell'intera popolazione di resistenze dell'anno 1960; la resistenza media dei calcestruzzi dell'anno 1960 risulta pari a 27.07 MPa. In Tabella 1 sono riportati i principali indici di forma e di dispersione nonché gli ulteriori parametri caratteristici dell'intero campione relativo all'anno 1960. Al fine di generalizzare i risultati ottenuti per l'anno 1960, è stata

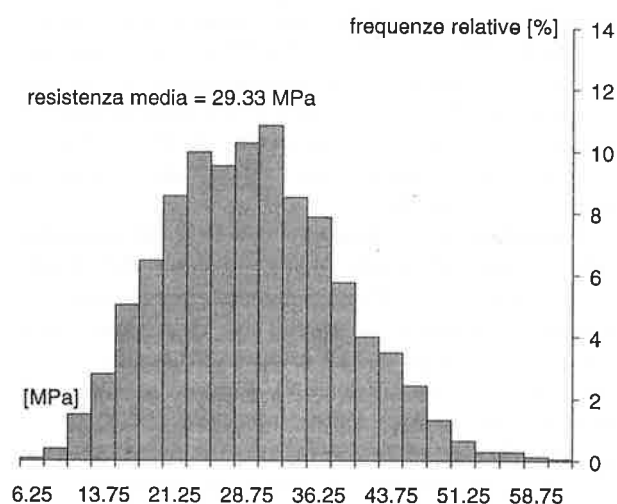


Fig. 2. Diagramma delle frequenze relative delle resistenze dell'intero decennio 1960-70.

Numero pratiche		1160
Dosaggio medio cemento	[kg/mc]	300
Titolo medio del cemento	[MPa]	67.40
Numero resistenze		4955
resistenza media	[MPa]	29.33
scarto quadratico medio	[MPa]	9.08
C.O.V.		30.96%
coefficiente di asimmetria		0.286
coefficiente di curtosi		2.805

Tabella 2. Principali caratteristiche della popolazione di resistenze relative all'intero decennio 1960-70.

effettuata un'analisi statistica operata sulla popolazione dei dati relativi all'intero decennio 1961-70.

I risultati ottenuti dall'analisi confermano l'ordine di grandezza dei principali indici di posizione e di dispersione valutati dall'indagine dell'intero anno 1960. In particolare, per quanto concerne la resistenza media dei calcestruzzi, non si registra nessuna particolare tendenza dell'andamento lungo il decennio esaminato; infatti, il valore medio relativo a tutto il decennio è pari a 29.33 N/mm² di poco superiore a 27.07 N/mm² registrato per il solo anno 1960.

In Figura 2 è riportato il diagramma delle frequenze relative delle resistenze mentre in Tabella 2 sono riportati i principali indici di forma e di dispersione. In particolare, la distribuzione delle resistenze risulta asimmetrica positiva e del tipo platocurtica; ciò è confermato dal coefficiente di asimmetria eguale a 0.286 e dal valore del coefficiente di curtosi, pari a 2.805.

3.2 L'acciaio da armatura

In maniera analoga, al fine di definire le tipologie di acciai prodotti ed utilizzati nel decennio 1960-70 e le relative caratteristiche meccaniche, sono stati analizzati i dati delle prove a trazione eseguite nell'arco temporale di riferimento.

Il campione studiato è da considerarsi rappresentativo dell'intera area campana e con qualche approssimazione di tutto il centro sud della penisola; difatti all'epoca gli ulteriori Laboratori Ufficiali dell'Italia meridionale erano quelli annessi alle cattedre di Scienza delle Costruzioni delle Facoltà d'Ingegneria di Roma e Palermo (R.D.L. del 16 novembre 1939).

La classificazione dei dati del laboratorio è stata effettuata, adottando la classificazione suggerita dalla normativa vigente all'epoca ed in particolare il R.D.L. del 16 novembre 1939 n°2229 e la circolare del 23 maggio 1957 n°1472. In particolare, il R.D.L. definisce, sulla base della tensione di snervamento, di rottura, e dell'allungamento a rottura, tre tipi di acciai denominati dolce, semiduro e duro, mentre la circolare ripropone la medesima classificazione assegnando le sigle Aq.42, Aq.50 e Aq.60, agli acciai di qualità caratterizzati rispettivamente da intervalli di resistenza a rottura di 42-50, 50-60, 60-70 kg/mm².

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica degli acciai, con riferimento agli acciai Aq.42 che risultano i più impiegati all'epoca, in Figura 3a e 3b sono riportati i diagrammi delle frequenze relative della tensione di snervamento e dell'allungamento a rottura; nella Tabella 3 sono riportati i principali indici di forma e di dispersione delle grandezze meccaniche esaminate. Si osserva l'ottima duttilità degli acciai, con valor medio del rapporto di incrudimento pari a 1.440 ed allungamento a rottura su 10 diametri pari al 28.81%.

Al fine di generalizzare i risultati ottenuti per l'anno 1960, è stata effettuata la caratterizzazione degli acciai tipo Aq.42 utilizzati nell'intero decennio 1960-70. La procedura per la valutazione delle caratteristiche meccaniche degli acciai utilizzati nell'arco temporale in esame 1960-70, si è distinta in due fasi: la definizione di un mese dell'anno 1960 che potesse ritenersi rappresentativo dell'intero anno effettuata mediante una analisi statistica di ciascun mese, e successivamente l'adozione del suddetto mese quale mese rappresentativo degli anni compresi nell'arco temporale in esame.

In totale, sono state esaminate 232 pratiche dalle quali sono stati scelti quali parametri geometrici, il diametro delle barre mentre quali parametri meccanici la tensione di snervamento, la tensione di rottura e l'allungamento a rottura.

L'analisi statistica operata [12], conferma l'ordine di grandezza dei principali parametri valutati dall'indagine dell'intero anno 1960; le proprietà indagate, sono praticamente congelate nel decennio. Entrando maggiormente nel dettaglio, con riferimento alla tensione di snervamento e di rottura, non si registra nessuna particolare monotonia dell'andamento lungo il decennio esaminato, il valore medio dello snervamento relativo a tutto il decennio è pari a 328.6 N/mm² di poco superiore a 325.4 N/mm² registrato per il solo anno 1960, mentre il valore medio della tensione di rottura relativo a tutto il decennio risulta pari a 470.0 N/mm² di poco superiore a 467.1 N/mm² registrato per il solo anno 1960. Di conseguenza il rapporto di incrudimento rimane sostanzialmente immutato nel decennio.

Nella Tabella 4 sono riportati i principali indici di forma e di dispersione delle grandezze meccaniche degli acciai Aq.42 relative al decennio 1961-70.

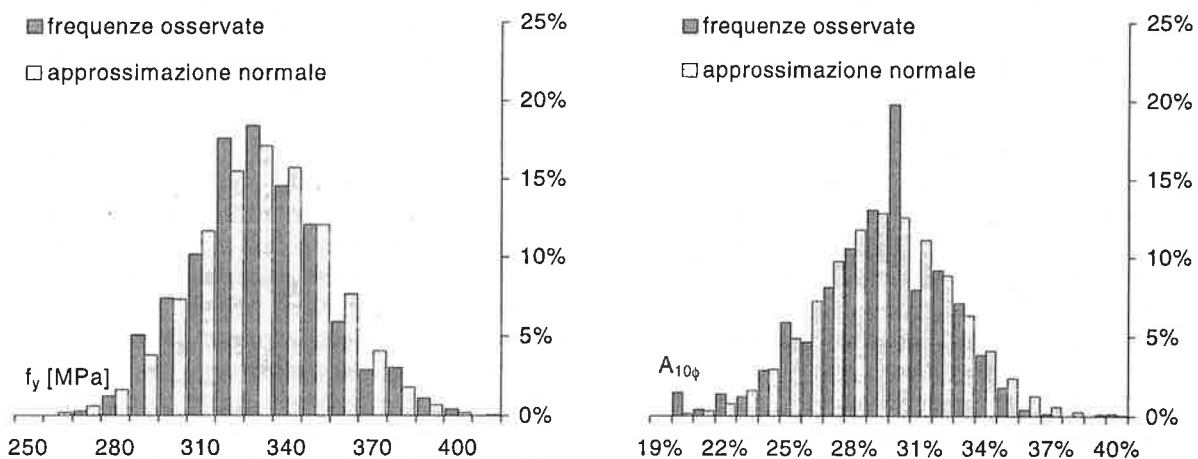


Fig. 3. Diagramma delle frequenze relative dell'anno 1960: (a) tensione di servamento, (b) allungamento a rottura su dieci diametri

numero 729	prove:	f_y	f_u	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
		[MPa]	[MPa]		
valore medio		325.4	467.1	1.440	28.81%
valore massimo		397.4	499.9	1.812	39.16%
valore minimo		265.0	420.1	1.096	20.00%
s.q. m.		23.1	21.7	0.086	0.031
C. O. V.		0.071	0.047	0.060	0.107
indice asimmetria	di	0.237	-0.342	0.311	-0.417
indice di curtosi		3.015	2.008	3.941	3.365

Tabella 3. Caratteristiche degli acciai Aq.42.

numero 232	prove:	f_y	f_u	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
		[MPa]	[MPa]		
valore medio		328.6	470.0	1.436	29.07%
valore massimo		408.0	499.8	1.696	35.62%
valore minimo		260.0	422.0	1.158	20.00%
s.q.m		26.1	18.8	0.088	0.032
C. O. V.		0.079	0.040	0.061	0.111
indice asimmetria	di	0.226	-0.453	0.088	-0.707
indice di curtosi		2.968	2.347	3.256	3.131

Tabella 4. Caratteristiche degli acciai Aq.42.

4. L'INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO COMPRESSO SULLE CAPACITÀ STRUTTURALI

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati di una serie di analisi di push-over effettuate su un edificio realmente esistente nell'area di Catania. L'edificio è stato realizzato nell'arco temporale relativo all'indagine statistica dei calcestruzzi; dalle relazioni di calcolo si evince che la progettazione dello stesso è stata effettuata per l'azione dei soli carichi gravitazionali. Ciò rende la struttura particolarmente rappresentativa degli edifici realizzati nell'Italia meridionale durante gli anni '60.

Il fabbricato presenta una configurazione planimetrica regolare, di forma rettangolare, con asse di simmetria nella direzione trasversale; lo sviluppo in elevazione è di tre piani fuori terra e un piano seminterrato. Le dimensioni in pianta sono di circa 40x10 m e presenta una altezza di circa 12 m, Figura 4; i primi tre piani presentano una pianta simile tra loro, mentre l'ultimo ha una estensione limitata costituendo un vano di chiusura della scala. Tutti i dati inerenti le masse strutturali e le azioni derivanti dai carichi gravitazionali sono desunti dagli elaborati progettuali.

L'ipotesi di comportamento rigido dei solai ha permesso di ridurre lo studio delle strutture reali tridimensionali a quello di un modello bidimensionale costituito dal treno dei telai trasversali, collegati in parallelo. La correttezza di tale ipotesi semplificativa è stata verificata, sulla base della coincidenza dei periodi propri osservata per i telai modellati secondo le due diverse schematizzazioni.

D'altra parte, la motivazione di uno studio pseudotridentazionale limitatamente alla dimensione minore in pianta è da ricercarsi sia nella minore resistenza delle travi trasversali rispetto a quella delle travi longitudinali, sia nel fatto che, in accordo con i risultati ottenuti dall'analisi modale, il primo modo

vibrazionale corrisponde appunto a quello traslazionale lungo tale direzione. La presenza di un ultimo piano di massa modesta ha suggerito un modello bidimensionale costituito da soli tre livelli.

Per quanto concerne i materiali, si assume con riferimento al calcestruzzo un convenzionale legame parabola-rettangolo caratterizzato da un limite deformative dello 0,5%. I parametri meccanici di ingresso dipendenti dalla resistenza a compressione del calcestruzzo risultano: la resistenza a trazione del calcestruzzo e il modulo di elasticità dello stesso.

Per l'acciaio si adotta un legame elasto-plastico inrudente definito dai parametri meccanici medi risultanti dall'analisi statistica condotta su un acciaio tipo Aq42.

L'analisi di push-over è condotta nell'ipotesi di adottare una distribuzione dei carichi orizzontali proporzionale alla forma vibrazionale associata al periodo fondamentale; i carichi gravitazionali sono concentrati alla testa delle colonne.

Tutte le considerazioni di calcolo sono effettuate con un raffinato modello strutturale che consente di valutare il comportamento di telai in cemento armato [13,14]. La conoscenza delle caratteristiche dei materiali permette, attraverso l'ausilio di adeguati modelli costitutivi, acciaio e calcestruzzo, di poter risalire alla relazione momento-curvatura delle sezioni degli elementi trave e colonna; in quest'ultimo caso si tiene in conto anche la presenza e la possibile variazione, indotta dai carichi orizzontali, dello sforzo assiale. In ambito post-fessurativo il modello permette di considerare anche l'effetto di tension-stiffening tra due fessure consecutive, e le rotazioni rigide (fixed end rotation) alle estremità degli elementi trave/colonna. Nell'analisi strutturale è preso in considerazione anche l'effetto P- Δ , che in avanzata fase post-elastica può avere una influenza significativa sulla capacità portante globale.

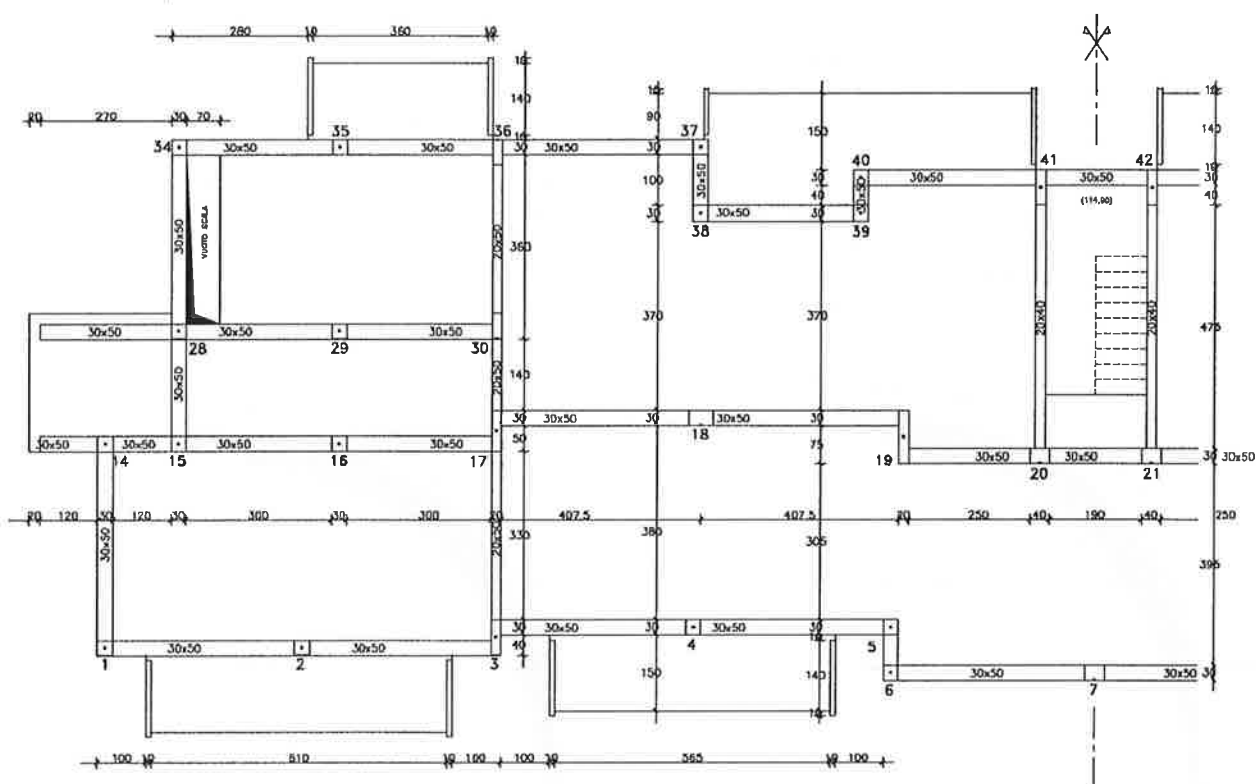


Fig. 4. Pianta dell'edificio di Catania

4.1 I risultati delle analisi di push-over

Una applicazione rigorosa della simulazione Monte - Carlo, richiederebbe l'esecuzione di migliaia di analisi comportando oneri computazionali inammissibili. Pertanto, nel seguito, viene adotta una semplificazione che permetta di giungere al risultato prefissato.

Tale semplificazione consiste nello scegliere a priori un numero di analisi da eseguire, in modo che esse presentino un istogramma delle frequenze relative coincidente con quello ottenuto dall'analisi statistica condotta sui dati relativi ai calcestruzzi a tutto l'anno 1960.

Il numero di resistenze da considerare per ciascun intervallo, si ottiene dal prodotto dalla numerosità assunta del campione, per la frequenza relativa calcolata per lo stesso intervallo nell'istogramma di frequenze relative dell'anno 1960.

A partire dunque dalla popolazione di valori, di capacità e spostamento in sommità al collasso ottenuti, è possibile eseguire un'analisi statistica che fornisca dei risultati non dissimili da quelli ottenibili dall'applicazione della procedura rigorosa.

I parametri maggiormente significativi che consentano di valutare l'influenza della resistenza del calcestruzzo sulla risposta strutturale, sono il tagliante

alla base e lo spostamento massimo ottenuti al variare della resistenza del calcestruzzo stesso.

In particolare, in Figura 5 è riportata la relazione tra il tagliante alla base, V_b e lo spostamento in sommità, δ dell'edificio esaminato al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo; nell'analogia Figura 6, è invece rappresentata la relazione che intercorre tra il coefficiente di taglio alla base, C_b e la rotazione totale, drift.

Una prima considerazione da potersi effettuare in relazione alle figure predette, consiste nell'osservare l'influenza che mostra la variazione della resistenza del calcestruzzo sulla rigidità elastica della struttura.

Inoltre, da entrambe le Figure 5 e 6 si può evincere che ad un incremento della resistenza del calcestruzzo, corrisponde un aumento sia della capacità portante che di quella deformativa dell'edificio. In particolare, in Tabella 5 sono riportati i risultati delle analisi, in termini di taglio alla base e spostamento in sommità; è interessante osservare, che l'incremento dello spostamento in sommità relativo all'aumento della resistenza a compressione del calcestruzzo è caratterizzato da un gradiente maggiore rispetto al corrispondente incremento di capacità portante. Tale circostanza, è messa in evidenza in Figura 7. In essa sono riportati gli andamenti dei parametri resistenti, V_b

o C_b , e deformativi, δ o drift totale, caratterizzanti la risposta dell'edificio, opportunamente adimensionalizzati mediante i valori che gli stessi assumono in corrispondenza di un valore centrale dell'intervallo di resistenze del calcestruzzo coperto dalle analisi. Tale valore è assunto pari a 27 MPa non differente dal valore medio caratterizzante la distribuzione delle resistenze dell'anno 1960.

In particolare, un aumento della resistenza del calcestruzzo da 14.9 MPa a 47.4 MPa caratterizzato da

un incremento percentuale del 218% comporta un aumento del tagliante alla base da 577 kN a 694 kN corrispondente ad un aumento percentuale del 20.4%; l'incremento della capacità deformativa della struttura relativo è pari al 67.5%.

La resistenza del calcestruzzo appare, pertanto, influenzare maggiormente le capacità deformative che quelle portanti dell'edificio in esame; tuttavia questa tendenza non risulta confermata per ciascun valore della resistenza del calcestruzzo analizzata

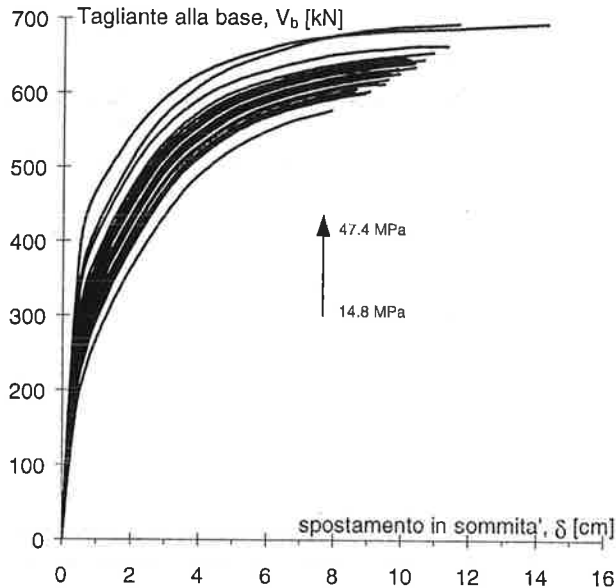


Fig.5. Curve tagli alla base - spostamento in sommità

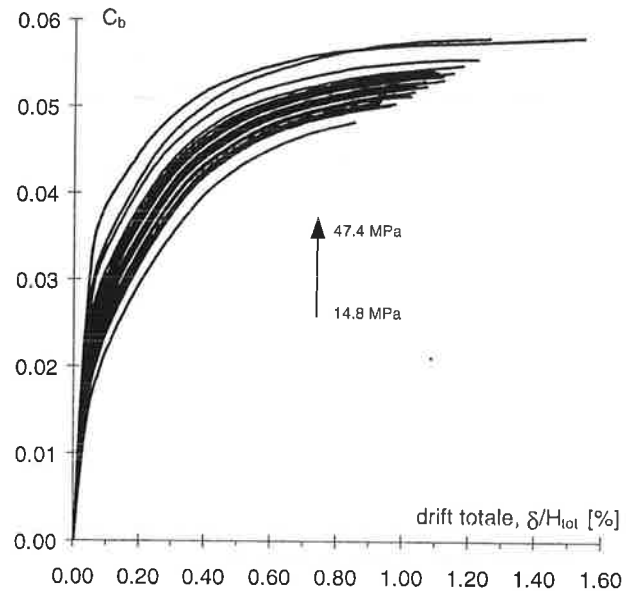


Fig. 6. Curve coefficiente di taglio alla base – drift totale

f_{ck} [MPa]	V_b [kN]	δ [cm]	C_b	δ/H_{tot} [%]	f_{ck} [MPa]	V_b [kN]	δ [cm]	C_b	δ/H_{tot} [%]
14.8	577	7.88	0.048	0.85	24.7	633	9.73	0.053	1.05
17.4	600	8.89	0.050	0.96	25.6	641	10.20	0.054	1.10
17.9	603	9.01	0.050	0.97	26.2	637	9.42	0.053	1.02
18.4	602	8.55	0.050	0.92	26.5	642	10.35	0.054	1.12
19	606	8.62	0.051	0.93	27	645	10.18	0.054	1.10
19.7	613	9.44	0.051	1.02	27.6	646	10.62	0.054	1.15
20.4	615	9.21	0.051	1.00	28.2	647	10.20	0.054	1.10
21	619	9.55	0.052	1.03	29.4	647	10.11	0.054	1.09
22.3	627	9.90	0.052	1.07	30.9	656	10.90	0.055	1.18
22.7	626	9.61	0.052	1.04	35.8	664	11.32	0.056	1.22
23	627	9.45	0.052	1.02	36.4	665	11.53	0.056	1.25
23.7	635	10.36	0.053	1.12	37.5	694	11.65	0.058	1.26
24.2	634	9.85	0.053	1.06	47.4	694	14.27	0.058	1.54

Tabella 5. Influenza della resistenza del calcestruzzo

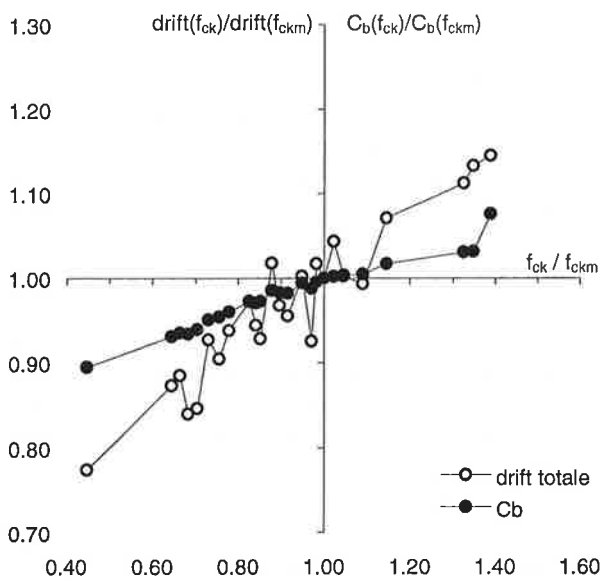


Fig. 7. Influenza del calcestruzzo sul coefficiente di taglio alla base e del drift totale

f_{ck} [MPa]	f_{ck}	C_b	drift	f_{ck} [MPa]	f_{ck}	C_b	drift
14.8	0.45	0.77	0.89	24.7	0.91	0.96	0.98
17.4	0.64	0.87	0.93	25.6	0.95	1.00	0.99
17.9	0.66	0.88	0.93	26.2	0.97	0.93	0.99
18.4	0.68	0.84	0.93	26.5	0.98	1.02	1.00
19.0	0.70	0.85	0.94	27.0	1.00	1.00	1.00
19.7	0.73	0.93	0.95	27.6	1.02	1.04	1.00
20.4	0.76	0.90	0.95	28.2	1.04	1.00	1.00
21.0	0.78	0.94	0.96	29.4	1.09	0.99	1.00
22.3	0.83	0.97	0.97	30.9	1.14	1.07	1.02
22.7	0.84	0.94	0.97	35.8	1.33	1.11	1.03
23.0	0.85	0.93	0.97	36.4	1.35	1.13	1.03
23.7	0.88	1.02	0.99	37.5	1.39	1.14	1.08
24.2	0.90	0.97	0.98	47.4	1.76	1.40	1.08

Tabella 6. Influenza del calcestruzzo sul coefficiente di taglio alla base e del drift totale

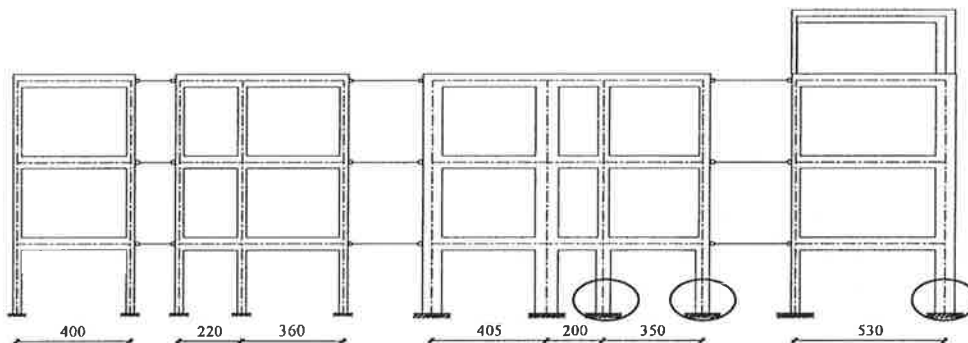


Fig. 8. Treno di telai: sezioni di crisi locale

In Tabella 6 sono riassunti gli incrementi percentuali del coefficiente di taglio alla base e del drift totale rispetto ai corrispondenti valori di riferimento valutati per una tensione del calcestruzzo pari a 27 MPa per ciascun valore della tensione del calcestruzzo.

Ulteriori considerazioni sui risultati delle analisi di push-over possono effettuarsi con riferimento alle modalità di crisi della struttura: difatti, la crisi locale è attinta in una delle colonne di base, per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo, $\varepsilon_{cu} = 0,5\%$. In particolare, le colonne interessate dalla crisi sono quelle riportate in Figura 8; la variazione della resistenza del calcestruzzo comporta pertanto una ridistribuzione delle sollecitazioni associata alla diversa rigidità che la struttura presenta al variare dello stesso.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'obiettivo del presente lavoro è stato la valutazione dell'influenza dei materiali, con particolare riferimento al conglomerato cementizio impiegato nelle strutture in c.a., sulle prestazioni sismiche di edifici realizzati nel decennio 1960-70, epoca in cui in molte zone della nostra penisola si realizzavano edifici in assoluta mancanza di criteri antisismici. L'analisi dei dati relativi alle prove effettuate presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni, nel decennio 1960-70 ha consentito di costruire un'attendibile statistica delle caratteristiche meccaniche dei materiali, calcestruzzo e acciaio, utilizzati nelle strutture civili durante l'arco temporale di riferimento. I dati di partenza sono dunque

rappresentati dalle funzioni di densità di probabilità delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio impiegati all'epoca di riferimento.

Sono state condotte delle analisi di push-over su un edificio esistente nell'area di Catania, tale da potersi considerare rappresentativo delle metodologie progettuali dell'epoca. Dai risultati, espressi in termini di coefficiente di taglio alla base e di drift totale, è emersa una scarsa variazione delle capacità portanti e deformative con la resistenza del calcestruzzo; tuttavia, la resistenza del calcestruzzo appare influenzare maggiormente le capacità deformative che quelle portanti.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., Problemi di verifica sismica di telai progettati per carichi verticali, 9° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Torino, 20-23 Settembre 1999.
- [2] Verderame, G.M., Polese, M., Cosenza, E., Manfredi, G., Analisi di vulnerabilità di un edificio in c.a. realizzato nella città di Catania antecedentemente alla normativa sismica, in "Comportamento sismico di edifici in cemento armato progettati per carichi verticali" a cura di E. Cosenza, (E. Cosenza Ed.), CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, Roma, Dicembre 2000.
- [3] R.D.L. 4 settembre 1927, n°1981 (Gazz.Uff. del 11 novembre 1927 n°261), Nuove norme tecniche per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato.
- [4] R.D.L. 23 maggio 1932, n°832 (Gazz.Uff. del 23 luglio 1932 n°169) convertito in legge con modificazioni con la Legge 22 dicembre 1932, n°1830 (Gazz. Uff. del 26 gennaio 1933 n°21). Norme per l'accettazione degli agglomerati idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio.
- [5] R.D.L. 16 novembre 1939 n°2229 (Suppl. Ord. alla Gazz. Uff. del 18 aprile 1940 n°92) Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.
- [6] R.D.L. 16 novembre 1939 n°2228 (Suppl.Ord. alla Gazz.Uff. del 18 aprile 1940 n°92) Norme per l'accettazione dei leganti idraulici.
- [7] Circolare 8 giugno 1953 n°1082, Acciaio per conglomerati cementizi armati.
- [8] Circolare 20 maggio 1954 n°1433, Osservanza delle norme per le costruzioni in cemento armato.
- [9] Circolare 23 maggio 1957 n°1472, Armature delle strutture in cemento armato.
- [10] Santarella, L., Prontuario del cemento armato (XXV edizione). Milano: Ulrico Hoepli, 1962
- [11].Verderame, G.M., Stella, A., Cosenza, E., 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.
- [12]Verderame, G.M., Manfredi, G., Frunzio. G., Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi 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.
- [13]Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., Seismic assessment of gravity load designed r.c. frames:critical issues in structural modeling. Special issue of Journal of Earthquake Engineering, vol.6, No.2, (2002) (in corso di stampa)
- [14]Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., A nonlinear model for underdesigned r.c. frames, Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, September 2002.

PROVE DI VIBRAZIONE ARMONICA FORZATA E IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE DI UN PONTE IN C.A. AD ARCO DI GRANDE LUCE DOPO CINQUANTA ANNI DI ESERCIZIO

Pier Paolo Diotallevi¹, Nerio Tullini²

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

² Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria, Facoltà di Ingegneria, Università di Ferrara.

SOMMARIO

Nella presente nota si riportano gli esiti della sperimentazione dinamica effettuata su un ponte ad arco di c.a. sottoposto a prove di vibrazione forzata mediante vibrodina meccanica. I risultati sperimentali sono stati confrontati con un modello agli elementi finiti della struttura.

SUMMARY

In the present paper the dynamic behaviour of a r.c. arc bridge subjected to forced vibrations by means of vibrodyne is reported. The experimental results are compared with a finite element model of the structure.

1. INTRODUZIONE

Nella progettazione strutturale è frequente l'adozione di modelli matematici, a volte complessi, per la determinazione dello stato di sollecitazione e di deformazione delle strutture; fra questi è ormai abituale l'uso degli elementi finiti. Le risposte che si possono ottenere con queste modellazioni dipendono ovviamente dalle ipotesi che sono poste alla base delle stesse in termini ad esempio di condizioni di vincolo, modalità di comportamento dei materiali, moduli elastici, ecc. L'insieme delle conoscenze dell'ingegnere e la sua esperienza costituiscono il supporto su cui fondare dette ipotesi. E' in generale interessante, ma non sempre possibile, riscontrare se le ipotesi assunte nel calcolo sono poi di fatto verificate nella costruzione eseguita, ben sapendo che i modelli assunti nella progettazione non rappresentano che uno schema di una realtà ben più complessa e non sempre scrutabile in tutti i suoi aspetti. L'osservazione del confronto fra i risultati del modello numerico e degli esiti sperimentali assume una importanza ancora più rilevante se ci riferisce a strutture sottoposte a carichi dinamici in quanto risulta senz'altro

più arduo cercare di interpretare, anche con strumenti semplici, il comportamento dinamico delle strutture rispetto a quello statico. In considerazione poi dell'importanza del comportamento dinamico nella risposta sismica si ritiene di rilevante importanza poter disporre di criteri affidabili per la formulazione di modelli numerici.

Altro aspetto da considerare è la possibile sperimentazione dinamica delle strutture al fine di poter valutare nel tempo le modificazioni del comportamento di un'opera conseguenti o alle mutate condizioni ambientali in cui essa si trova inserita o al degrado delle sue caratteristiche fisiche e meccaniche generali. Le eventuali modificazioni delle caratteristiche dinamiche di un sistema possono assumere l'aspetto di un indice del degrado sempre che, s'intende, dette caratteristiche siano note e sperimentate al tempo iniziale del periodo di osservazione. I modelli numerici di interpretazione dei risultati sperimentali, quali ad esempio quelli di seguito adottati nella presente nota, costituiscono un valido strumento in quanto possono essere tarati e calibrati al fine di ottenere i minori scarti fra risultanze sperimentale e risultanze di calcolo, circostanza utile sia

al fine di valutare l'affidabilità del modello di previsione, sia al fine della stima del possibile degrado.

In campo sismico poi avere la possibilità del monitoraggio di opere durante la loro vita ed in particolare durante un evento sismico costituisce una circostanza molto favorevole per lo studio e la più approfondita comprensione del comportamento della struttura oggetto di indagine ed anche nella progettazione di costruzioni di analoghe caratteristiche.

Sotto questo aspetto è rilevante il progetto avviato dal Servizio Sismico Nazionale riguardante l'Osservatorio Sismico delle Strutture (denominato OSS) avente fra i suoi obiettivi quello di monitorare la risposta sismica di circa cento costruzioni (edifici ed altre strutture) distribuite sull'intero territorio nazionale e rappresentative, in termini strutturali, del patrimonio edilizio esistente nelle principali zone sismiche italiane. Le attività svolte nell'ambito dell'OSS sono ad esempio documentate in [1, 2]. Passo necessario ed importante al fine del raggiungimento di quegli obiettivi è la sperimentazione in situ, con prove di vibrazione forzata o ambientale, per la determinazione delle proprietà meccaniche effettive e dinamiche dedotte dalla elaborazione delle registrazioni effettuate durante l'applicazioni di forzanti.

Sul territorio della Regione Emilia-Romagna sono state individuate otto costruzioni quali sedi del monitoraggio sismico scelte fra gli edifici pubblici strategici, edifici per i quali gli Enti pubblici proprietari hanno dato la disponibilità ed espresso la volontà di collaborare all'iniziativa.

In questo ambito, su proposta dell'Assessorato al Territorio, Programmazione e Ambiente, la Regione Emilia-Romagna, già da tempo impegnata con il suo Ufficio Normative e Controlli del Servizio Difesa del Suolo, nell'intento di dare fattiva collaborazione all'iniziativa del Servizio Sismico Nazionale e di migliorare le proprie conoscenze sul patrimonio edilizio regionale, ha stipulato con il DISTART-Tecnica delle Costruzioni una convenzione per lo svolgimento dell'attività di ricerca relativa alla "Identificazione dinamica di costruzioni pubbliche di tipo strategico, ubicate in diverse località della Romagna, mediante prove di vibrazione forzata". Alcuni risultati di queste attività sono stati presentati in [3, 4]; nel presente lavoro si intende dare comunicazione in ordine ad altre sperimentazioni e modellazioni avviate nello stesso contesto.

Vengono riportati le elaborazioni delle misure eseguite in occasione delle prove dinamiche con vibrazione forzata eseguite sul Ponte dello Zingone sul Fiume Savio presso Mercato Saraceno (FO). Nello stesso contesto fu svolta la sperimentazione dinamica su un edificio in muratura, Poliambulatorio di Pievepelago (MO), scelto quale edificio pilota dell'Osservatorio [4].

2. DESCRIZIONE DEL PONTE

Il ponte dello Zingone sul fiume Savio, posto lungo la strada provinciale n. 138, in località Montecastello, Mercato Saraceno (FO), è un ponte ad arco di c.a. a via superiore e carreggiate rettilinee (Fig. 1) di bell'aspetto e di dimensioni non trascurabili. Esso è una ricostruzione, eseguita nel 1950, di un primo ponte di uguale forma realizzato nel 1915 che venne minato e demolito durante gli eventi bellici della seconda guerra mondiale. L'originario ponte dello Zingone, con quell'unica grande arcata a sesto ribassato e lunghezza complessiva di circa 110 m, fu ritenuto all'epoca un capolavoro dell'ingegneria italiana [5]. Durante i lavori di ricostruzione, iniziati nel 1948, la centina del grande arco crollò causando numerose vittime e feriti fra le maestranze impegnate nell'opera [6]. L'evento ebbe un rilevante eco nazionale e vennero chiamati a valutarne le cause eminenti studiosi quali i professori Odone Belluzzi e Piero Pozzati.



Figura 1. Viste del Ponte dello Zingone.

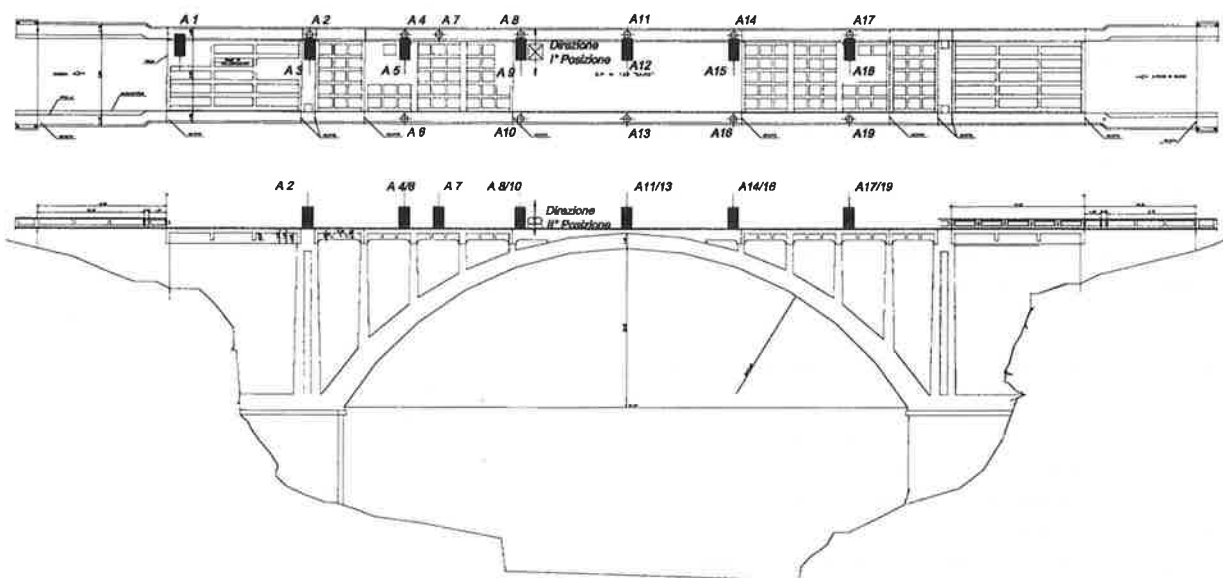


Figura 2. Ubicazione degli accelerometri e della vibrodina.

Il ponte è caratterizzato da un arco circolare avente raggio interno di 31.9 m, luce netta alla base pari a 54.9 m e freccia di 15.6 m. La sezione dell'arco ha larghezza di 6.5 m; lo spessore è variabile con continuità da 2.4 m all'imposta a 1.4 m in chiave.

La quota del piano stradale sul livello dell'acqua è di circa 30 m. La sede stradale è larga 6.8 m; ad essa si aggiungono i due marciapiedi costruiti a sbalzo ciascuno di 1.05 m. Gli impalcati posti sopra l'arco sono costituiti da una soletta avente spessore di 0.4 m e sei travi con sezione di 0.4 x 0.6 m²; gli impalcati d'estremità hanno luce di 13.0 m e la sezione di 0.4 x 1.0 m². Gli impalcati sono sorretti da setti che si spiccano dall'arco con sezione di larghezza pari a 6.5 m e spessore variabile da 1.0 m a 0.6 m; il loro interasse è di 4.8 m; i setti situati alle estremità dell'arco, alti circa 16 m, hanno invece spessore della sezione variabile con continuità da 2.6 m a 1.6 m. Non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche delle spalle, delle imposte dell'arco e dei terreni.

3. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E MODALITÀ DI SVOLGIMENTO DELLE PROVE

Le prove di vibrazione forzata sono state eseguite con la strumentazione di seguito descritta in dotazione presso il Laboratorio Prove Strutture del Distart-Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna.

La strumentazione utilizzata per la misura della risposta del ponte è costituita da accelerometri piezoelet-

trici PCB/393B12 con sensibilità pari a 10 Volt/g. Gli strumenti sono stati collegati, mediante apparecchiature di amplificazione del segnale, ad elaboratore elettronico per la gestione e la registrazione dei dati.

La vibrodina è una macchina che, saldamente ancorata alla costruzione, consente l'applicazione di forze variabili nel tempo con legge sinusoidale. Essa è sostanzialmente costituita da masse eccentriche controrotanti rispetto a due assi di rotazione paralleli; intorno ad ogni asse ruotano due masse la cui posizione relativa è individuata dall'angolo α formato dalle congiungenti il loro baricentro con il centro di rotazione. L'intensità della forza applicata $F(t)$ è correlata, in dipendenza anche dei parametri meccanici indicati dal costruttore della vibrodina (ISMES di Bergamo), all'angolo di sfasamento α fra le due masse eccentriche solidali a ciascuno dei due dischi controrotanti, alla frequenza di rotazione f_v (espressa in Hz) ed alla fase γ del segnale prodotto dal fasometro, secondo la relazione:

$$F(t) = 1.026 f_v^2 \cos(\alpha/2) \sin(2\pi f_v t + \alpha/2 - 86.9^\circ + \gamma) \\ = 1.026 f_v^2 \cos(\alpha/2) \sin(2\pi f_v t + \varphi) \quad (\text{in kN})$$

e può raggiungere il valore massimo di 20 kN. Rispetto all'asse passante per i centri dei dischi controrotanti, per il quale si assume positivo il verso che esce dalla vibrodina dal lato del disco su cui è montato il fasometro, l'angolo di fase della forzante $\varphi = \alpha/2 - 86.9^\circ + \gamma$ è misurato in senso antiorario osservando la vibrodina dall'alto. La velocità di rotazione delle masse è controllata da una apposita unità di comando pilotata elettronicamente e può essere variata con continuità.

La vibrodina è stata collocata sull'impalcato del ponte e disposta in modo da fornire forze orizzontali aventi

direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale del ponte nella prima posizione e forze verticali nella seconda posizione. Le posizioni della vibrodina e degli strumenti di misura sono riportate negli schemi di figura 2. Il campo di frequenze 0.8 – 15 Hz è stato esplorato con differenti valori dell'angolo relativo α tra le masse. La scansione delle frequenze è stata assunta pari a 0.2 Hz, ad esclusione degli intervalli intorno alle frequenze di risonanza dove si è adottato un passo di 0.1 Hz.

4. ELABORAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI

Le registrazioni delle accelerazioni consentono di elaborare diagrammi che riportano, in funzione della frequenza di eccitazione f_v , il rapporto tra l'ampiezza massima della componente armonica di accelerazione a con frequenza pari a quella di eccitazione e l'intensità massima F della corrispondente forza impressa. Inoltre le registrazioni del fasometro della vibrodina permettono di valutare la fase φ della forza applicata $F(t)$; è quindi possibile determinare lo sfasamento tra risposta $a(t)$ e forzante $F(t)$. L'inertanza viene valutata effettuando il rapporto tra la trasformata veloce di Fourier (FFT) della registrazione delle accelerazioni $a(t)$ e la FFT della forza applicata $F(t)$ in corrispondenza del valore della frequenza della forzante. Tale rapporto (funzione della risposta in frequenza, in seguito denominato FRF) è caratterizzato da modulo ($|a/F|$) e fase (fase di a/F). Ad esempio in figura 3 sono riportati l'ampiezza e la fase della FRF dell'accelerometro A3 con vibrodina disposta nella posizione 1.

Per ciascun valore della frequenza di eccitazione prescelta sono state acquisite contemporaneamente le registrazioni delle risposte degli accelerometri e del fasometro per un tempo di registrazione pari a quattro cicli della forzante. Si osservi che acquisendo un segnale con un passo di campionamento $\Delta t = 4/(N f_v)$, dove $N = 256$ è il numero di punti campionati, il corrispondente passo in frequenza della FFT risulta pari a $\Delta f = 1/(N \Delta t) = f_v/4$. Pertanto l'adozione del suindicato passo Δt consente di ottenere il valore esatto della FFT del segnale in corrispondenza della frequenza di eccitazione f_v .

L'inertanza permette di ricostruire i parametri modali caratterizzanti la struttura nel campo di frequenza indagato. Ad esempio, nel caso di modi di vibrare ben distinti in termini di periodo proprio e smorzamenti modesti, le frequenze proprie della struttura sono individuate in corrispondenza dei picchi del modulo dell'inertanza; l'indice di smorzamento ξ_i del modo i -esimo può essere stimato con il metodo della semi-ampiezza di picco e le forme modali possono essere dedotte dai valori del modulo e della fase delle inertanze di ogni accelerometro in corrispondenza dei picchi [7].

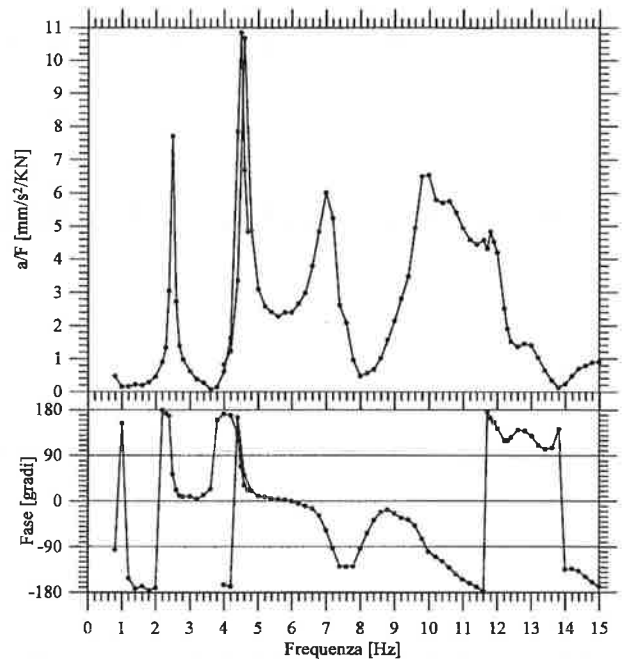


Figura 3. Ampiezza e fase della funzione di risposta in frequenza dell'accelerometro A3.

In figura 3 si osserva una discontinuità nel tracciato dell'inertanza: essa è correlata a due serie di prove effettuate con un diverso angolo relativo tra le masse α al fine di imprimere alla struttura un valore significativo dell'intensità massima della forzante. In particolare nell'intervallo della frequenza di eccitazione 0.8 – 4.7 Hz si è adottato $\alpha = 46^\circ$, mentre si è assunto $\alpha = 170^\circ$ nell'intervallo 4.0 – 15.0 Hz. Risulta evidente come il picco dell'inertanza presente a 4.5 Hz nella serie di prove compiuta con $\alpha = 46^\circ$, a cui corrisponde un'intensità della forzante $|F| = 19.1$ kN, si sposti a 4.6 Hz per quella effettuata con $\alpha = 170^\circ$ ($|F| = 1.9$ kN). Tale circostanza segnala un comportamento complessivo della risposta del ponte, nonostante i modesti livelli di sollecitazione, di tipo non lineare.

Nelle figure 4 e 5 si riportano gli schemi delle principali forme modali identificate disponendo la vibrodina rispettivamente nelle posizioni 1 e 2. In particolare nella figura 4 sono state raccolte e si riconoscono chiaramente le forme modali caratteristiche di un comportamento a trave nel piano orizzontale: la deformazione dell'impalcato del ponte si presenta analoga a quella di trave continua appoggiata su vincoli cedevoli, costituiti, in questo caso, dalle spalle e dai setti di collegamento con l'arco. Le prime tre forme modali sono inoltre caratterizzate da componenti di spostamento verticale modeste; l'ultima forma modale riportata in figura 4 è invece contraddistinta da spostamenti verticali paragonabili a quelli orizzontali.

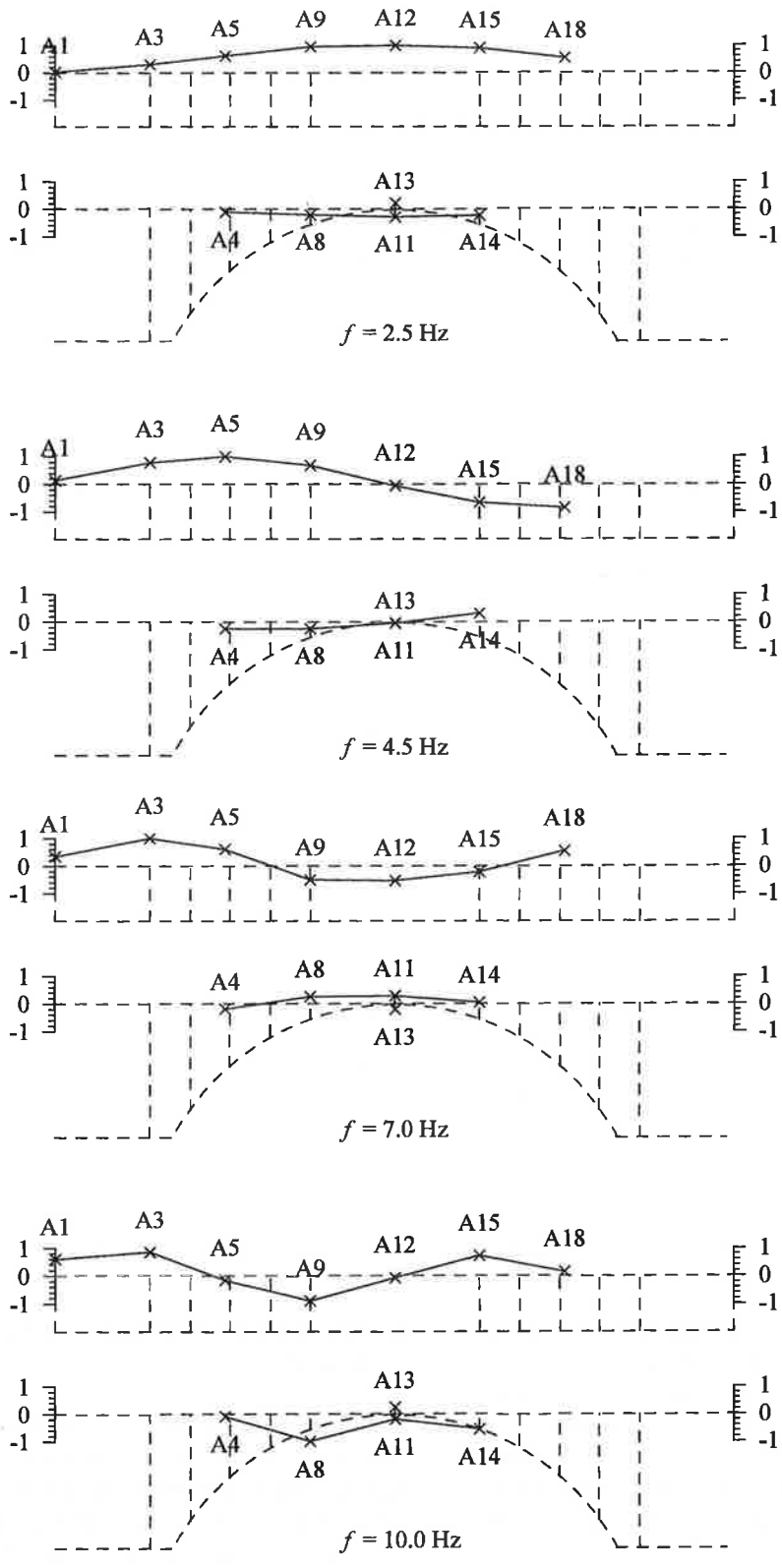


Figura 4. Schema delle principali forme modali identificate con la vibrodina nella posizione 1.

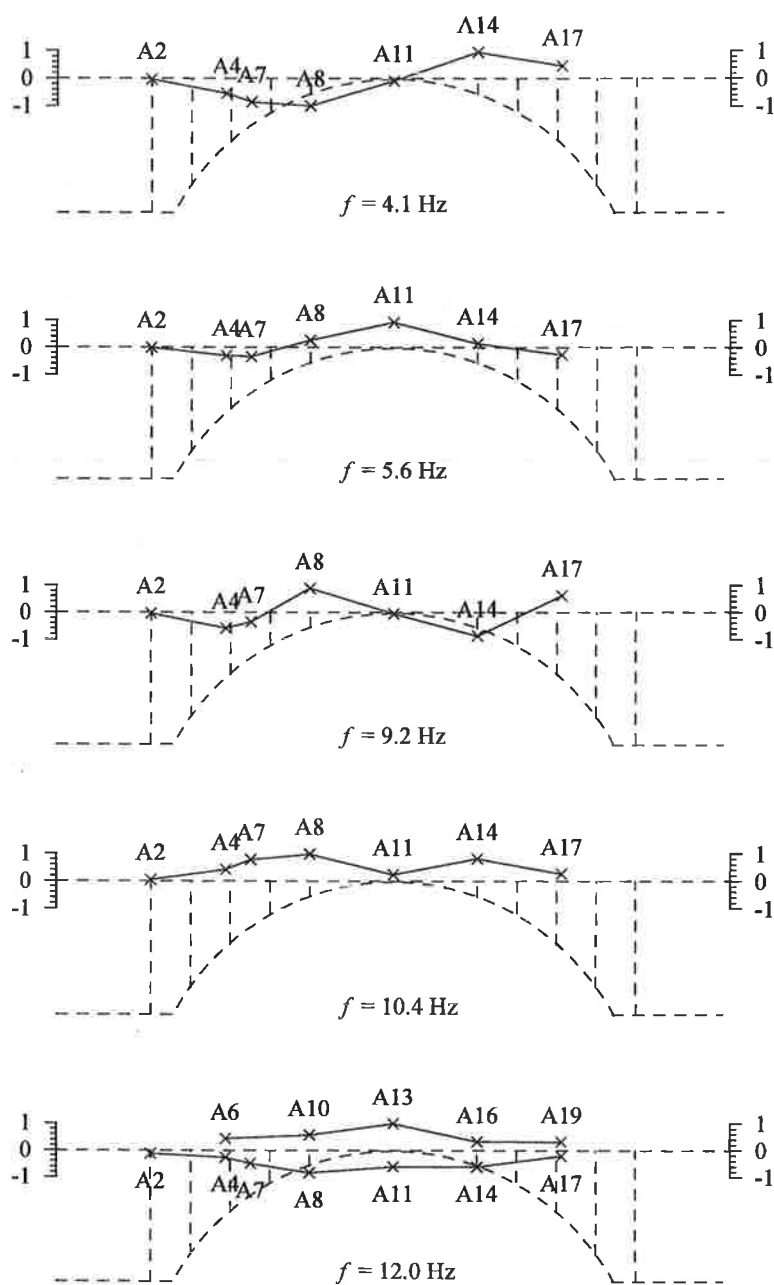


Figura 5. Schema delle principali forme modali identificate con la vibrodina nella posizione 2.

Nelle prime quattro forme modali rappresentate in figura 5, ottenute con forzante applicata in direzione verticale, sono riportate le sole misure corrispondenti agli accelerometri disposti su un lato dell'impalcato, poiché gli strumenti collocati sul lato opposto hanno registrato valori praticamente coincidenti. In questo caso si riconoscono le forme modali antisimmetriche e simmetriche tipiche di un arco. L'ultima forma modale rappresentata in figura 5 è contraddistinta da un movimento torsionale dell'impalcato.

5. MODELLO NUMERICO AGLI ELEMENTI FINITI

Le prime tre forme modali rappresentate sia nella figura 4 sia nella figura 5 consentono di concludere, in ragione degli andamenti riconosciuti come quelli di trave ed arco, che il comportamento dinamico del ponte può essere studiato con sufficiente affidabilità utilizzando un modello numerico che adotti solo elementi finiti tipo "trave" ed un comportamento elastico lineare per il

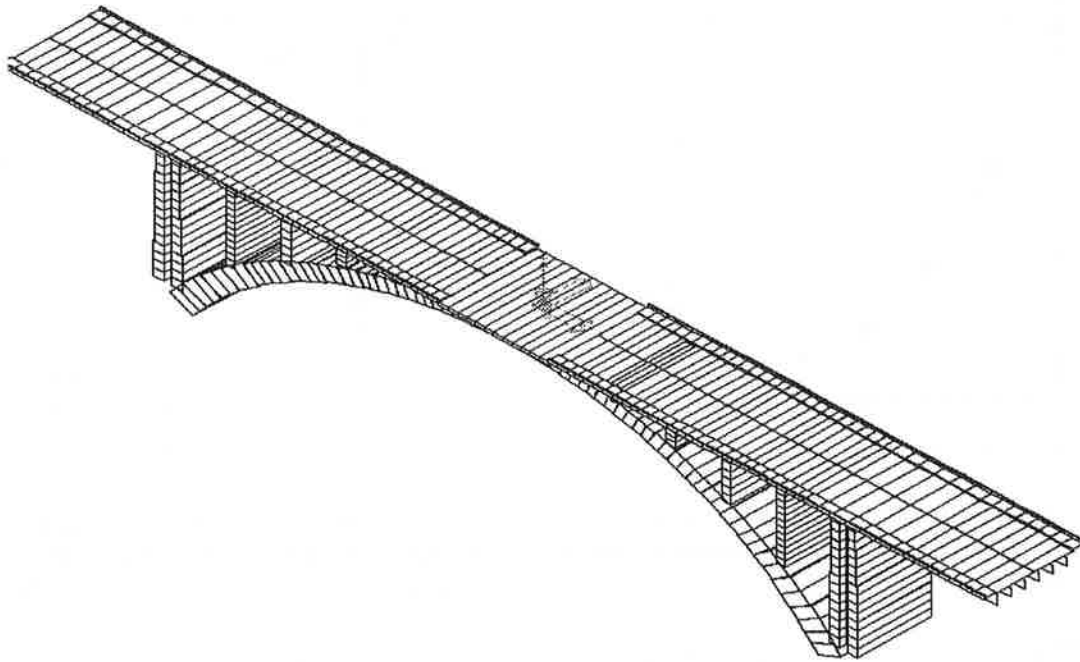


Figura 6. Assonometria del modello agli elementi finiti con riproduzione delle dimensioni delle sezioni adottate.

calcestruzzo. Per la modellazione, utilizzando un programma di libreria, la struttura è stata descritta con 72 elementi finiti per l'arco, 112 elementi per i setti e 96 elementi per l'impalcato. Lo schema in assonometria del modello agli elementi finiti adottato è riportato in figura 6.

In assenza di informazioni sulle caratteristiche delle spalle entrambe le estremità dell'impalcato sono state vincolate elasticamente sia lungo l'asse longitudinale del ponte (asse x) sia in direzione trasversale (asse y); i corrispondenti coefficienti di rigidezza alla traslazione sono stati denotati rispettivamente con k_x e k_y . Le imposte dell'arco e la base dei setti principali che da esse si spiccano sono stati invece vincolati elasticamente solo in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale del ponte; il corrispondente coefficiente di rigidezza alla traslazione, comune a questi vincoli elastici inseriti alle imposte, è denotato con k_{base} .

Il modello numerico adottato non consente di cogliere le deformazioni torsionali dell'impalcato e le forme modali aventi traslazioni in direzione y , trasversale rispetto all'asse longitudinale del ponte (asse x), sono disaccoppiate da quelle aventi traslazioni nel piano verticale (piano $x-z$), ossia le forme modali trasversali non hanno spostamenti nel piano $x-z$, così come le forme modali con spostamenti nel piano verticale non hanno traslazioni lungo l'asse y .

6. CORRELAZIONE TRA RISULTATI SPERIMENTALI E NUMERICI

Considerata l'incertezza connessa ai valori da assegnare al modulo di elasticità normale E del calcestruzzo ed ai coefficienti di rigidezza alla traslazione k_x , k_y , e k_{base} , sono state eseguite indagini numeriche di sensibilità della risposta al variare dei valori assegnati a tali parametri.

a) Inizialmente sono stati esaminati i risultati analitici correlati ai modi di vibrare aventi traslazioni solo nel piano verticale e tali dati sono stati confrontati con le risultanze sperimentali relative alla posizione 2 della vibrodina e riportate nella figura 5. In tale schema i parametri che influenzano maggiormente il comportamento dinamico della struttura sono stati ritenuti il modulo elastico E del calcestruzzo ed il coefficiente di rigidezza alla traslazione longitudinale k_x delle spalle. Una prima osservazione dei dati numerici conduce a concludere che, per E fissato, le frequenze analitiche $f_{Av,2}$, $f_{Av,3}$ e $f_{Av,4}$ (corrispondenti al secondo, terzo e quarto modo di vibrare nel piano verticale) sono praticamente indipendenti dal valore di k_x ; viceversa il valore di k_x modifica sostanzialmente solo la prima frequenza di vibrazione $f_{Av,1}$. Ad esempio in tabella 1 si riportano le frequenze analitiche con componente di spostamento verticale f_{Av} al variare di k_x in corrispondenza del valore di E posto pari 24 GPa.

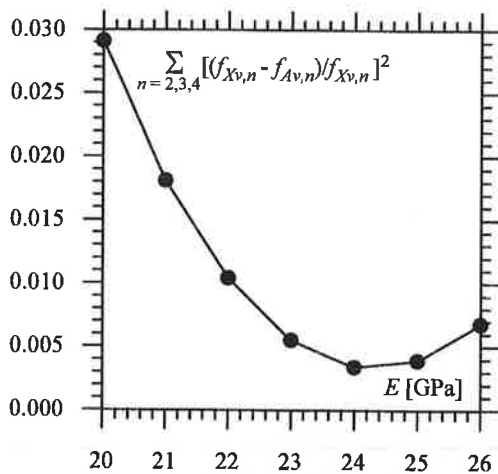


Figura 7. Scarto quadratico medio e_v tra le frequenze sperimentali ed analitiche al variare del modulo elastico E del calcestruzzo.

k_x [kN/mm]	$f_{Av,1}$ [Hz]	$f_{Av,2}$ [Hz]	$f_{Av,3}$ [Hz]	$f_{Av,4}$ [Hz]
0	2.78	5.27	9.45	10.39
2500	4.17	5.30	9.46	10.41
5000	4.55	5.31	9.46	10.41
7500	4.72	5.31	9.46	10.41
10000	4.82	5.32	9.46	10.41

Tabella 1. Frequenze analitiche f_{Av} al variare di k_x per $E = 24$ GPa.

Pertanto, tra tutti i valori del modulo E è stato scelto quello che minimizza lo scarto quadratico medio tra le frequenze sperimentali ($f_{Xv,n}$) ed quelle analitiche ($f_{Av,n}$):

$$e_v = \sum_{n=2,3,4} \left[\frac{f_{Av,n} - f_{Xv,n}}{f_{Xv,n}} \right]^2$$

come illustrato in figura 7, ottenendo il minimo in corrispondenza del valore $E = 24$ GPa.

Il coefficiente di rigidità alla traslazione longitudinale k_x delle spalle è stato poi determinato in corrispondenza della frequenza analitica $f_{Av,1}$ che meglio approssima quella sperimentale $f_{Xv,1} = 4.1$ Hz ed assegnando al modulo E il valore trovato in precedenza. In figura 8 si riporta l'andamento della prima frequenza analitica $f_{Av,1}$ al variare di k_x per $E = 24$ GPa, da cui si deduce $k_x = 2500$ kN/mm. In tabella 2 si confrontano le frequenze sperimentali f_{Xv} ed analitiche f_{Av} in corrispondenza dei valori identificati di E e k_x .

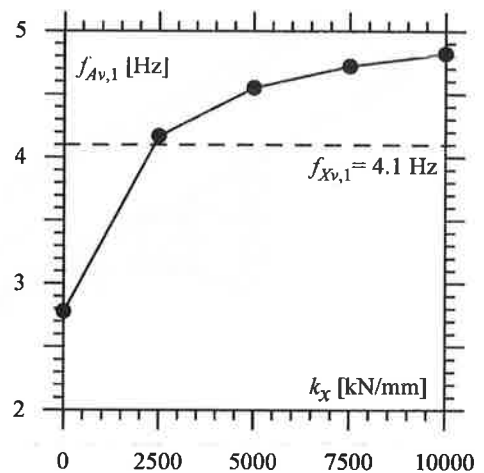


Figura 8. Andamento della prima frequenza analitica $f_{Av,1}$ al variare del coefficiente di rigidità alla traslazione longitudinale k_x delle spalle per $E = 24$ GPa.

Modo verticale	1	2	3	4
Sperimentale	4.1	5.6	9.2	10.4
FEM	4.17	5.30	9.46	10.41
Errore %	+1.7	-5.4	-2.7	0.1

Tabella 2. Confronto tra frequenze sperimentali f_{Xv} ed analitiche f_{Av} in corrispondenza di $E = 24$ GPa e $k_x = 2500$ kN/mm.

b) Successivamente i risultati analitici connessi ai modi di vibrare con traslazioni solo in direzione trasversale rispetto all'asse del ponte sono stati confrontati con le risultanze sperimentali relative alla posizione 1 della vibrodina e riportate nella figura 4. In tale caso i parametri che influenzano il comportamento dinamico della struttura sono il modulo elastico E del calcestruzzo ed i coefficienti di rigidità alla traslazione trasversale k_y e k_{base} , i quali vengono determinati minimizzando lo scarto quadratico medio tra le frequenze sperimentali ed analitiche. Il minimo di tale scarto si ottiene per $k_y = 1000$ kN/mm e $k_{base} = 750$ kN/mm ed in tabella 3 si confrontano le frequenze sperimentali f_{Xt} ed analitiche f_{At} in corrispondenza di tali valori.

Modo trasversale	1	2	3	4
Sperimentale	2.5	4.6	7.0	10.0
FEM	2.45	4.71	6.92	8.20
Errore %	-2.0	+2.4	-1.1	-18

Tabella 3. Confronto tra frequenze sperimentali f_{Xt} ed analitiche f_{At} in corrispondenza di $E = 24$ GPa, $k_y = 1000$ kN/mm e $k_{base} = 750$ kN/mm.

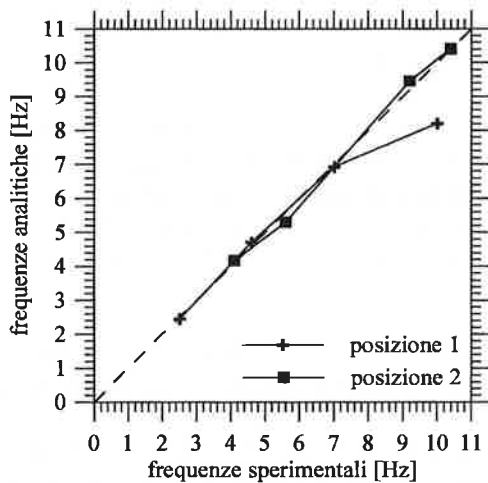


Figura 9. Correlazione tra frequenze sperimentali ed analitiche in corrispondenza di $E = 24$ GPa, $k_x = 2500$ kN/mm, $k_y = 1000$ kN/mm e $k_{base} = 750$ kN/mm.

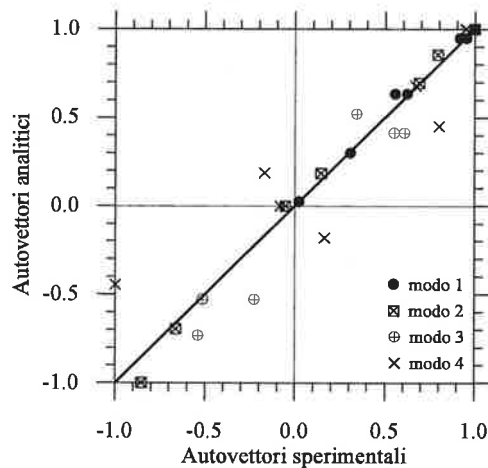


Figura 10. Correlazione tra autovettori sperimentali ed analitici per la posizione 1 della vibrodina.

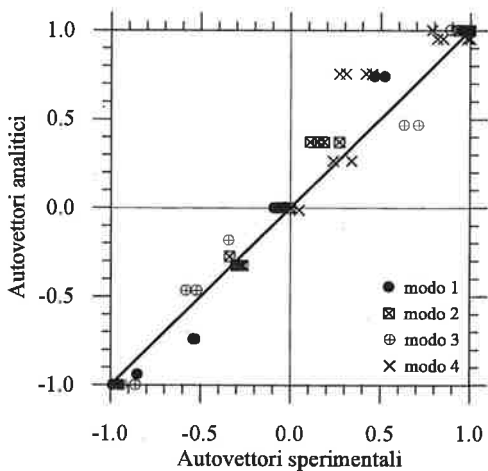


Figura 11. Correlazione tra autovettori sperimentali ed analitici per la posizione 2 della vibrodina.

c) Un ulteriore confronto tra risultati sperimentali ed analitici può essere effettuato mediante il grafico di figura 9, in cui sull'asse delle ascisse sono riportate le frequenze di risonanza rilevate sperimentalmente mentre sull'asse delle ordinate sono riportate le frequenze calcolate con il modello agli elementi finiti. Si osserva l'ottima correlazione tra i valori sperimentali ed analitici, ad eccezione del quarto modo trasversale che presenta un errore del 18% rispetto al valore sperimentale.

Tuttavia, come già osservato in precedenza, tale modo di vibrare è contraddistinto da spostamenti verticali non trascurabili rispetto a quelli orizzontali (fig. 4), comportamento che non può essere colto dal modello semplificato che è stato adottato.

La descrizione delle proprietà del ponte diviene più completa ed esauriente se vengono analizzate anche le informazioni relative alle deformate modali. Tale analisi consente peraltro l'individuazione di eventuali errori sia di tipo sistematico che di tipo casuale.

Una correlazione analoga a quella vista per le frequenze può essere riproposta per gli autovettori come rappresentato nelle figure 10 e 11 per i primi modi di vibrare in direzione trasversale e verticale, dove nelle ascisse sono riportati i valori degli autovettori sperimentali (normalizzati ad 1) e nelle ordinate quelli analitici.

CONCLUSIONI

L'esposizione dei principali risultati ottenuti dalla sperimentazione dinamica sul ponte dello Zingone, ha messo innanzitutto in evidenza come sia possibile valutare, con ottima approssimazione, le caratteristiche dinamiche di un sistema strutturale; essa è evidenziata dalla sostanziale coincidenza fra frequenze proprie e forme modali calcolate con un modello numerico e gli esiti delle misure dinamiche in risposta a vibrazioni forzate.

E' possibile allora trarre qualche suggerimento sia per il miglioramento delle tecniche di sperimentazione sia per il miglioramento dei criteri di modellazione.

L'aver dovuto introdurre vincoli elastici nel processo di identificazione per meglio interpretare gli esiti sperimentali suggerisce di disporre, all'atto delle prove, strumenti di misura accelerometrica anche in corrispondenza dei vincoli al fine di poter avere elementi per definirne l'effettiva rigidità; spesso infatti si ritengono i vincoli perfetti, ma si è comunque evidenziato che le spalle su cui appoggia il grande arco risentono di accelerazioni abitualmente ipotizzate nulle (incastro perfetto). Evidenze di questo tipo erano già state segnalate in [3]

La modellazione con elementi finiti tipo "trave" può dare ottime approssimazioni qualora, come in questo caso, i modi di vibrare di maggiore importanza dipenda-

no prevalentemente da componenti di movimento contenute in un piano; infatti non è stato possibile cogliere con sufficiente precisione i modi di vibrare caratterizzati da rotazione dell'impalcato intorno ad un asse orizzontale proprio per carenza del modello e della schematizzazione che non hanno messo in conto l'inerzia rotazionale delle masse presenti. Tuttavia questa modellazione, seppure molto semplice, ha comunque dimostrato di poter cogliere alcuni aspetti essenziali del comportamento di questo grande ponte.

Il valore del modulo elastico E che meglio approssima nel modello i risultati sperimentali risulta essere attendibile e conforme alle previsioni che si potrebbero fare tenuto conto che la qualità del calcestruzzo si possa ritenere normale. Si intende che in questo caso non conoscendo le caratteristiche dello stesso calcestruzzo all'atto della costruzione risulta pressoché impossibile fare correlazioni e ci si debba allora, in tali casi, limitare a valutazioni di ordine qualitativo.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare la Regione Emilia Romagna, ed in particolare l'ing. Giovanni Manieri, per l'affidamento al Laboratorio Prove Strutture del Distart delle indagini sperimentali e per avere concesso la pubblicazione dei presenti risultati.

Ringraziano inoltre il Servizio Sismico Nazionale per la collaborazione e l'interesse posto nella esecuzione della sperimentazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] NICOLETTI M., SPINA D., LAMONACA B. G., 2001. *L'Osservatorio Sismico delle Strutture : il progetto, lo stato attuale di realizzazione e gli sviluppi futuri*, X Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza e Matera, 9-13 Settembre 2001, su CD.
- [2] SERVIZIO SISMICO NAZIONALE - Osservatorio Sismico delle Strutture - 2000. *Evento sismico del 1/08/2000 ore 04:34 (locali) - Loc. Mercato Saraceno(FO). Rapporto sui dati provenienti dalla struttura N. 02 (Ponte dello Zingone)*. Disponibile nel sito: <http://www.serviziosismico.it/oss/index>.
- [3] DIOTALLEVI, P. P. e TULLINI, N. - 2001. *Prove di vibrazione armonica forzata su costruzioni pubbliche di tipo strategico ubicate in diverse località della Romagna*, X Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza e Matera, 9-13 Settembre 2001, su CD.
- [4] DIOTALLEVI, P. P., PALADIN, A., TRALLI, A. e TULLINI, N. - 1999. *Identificazione strutturale di un edificio di muratura sottoposto a prove di vibrazione forzata*, IX Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Torino, 20-23 Settembre 1999, su CD.
- [5] SANTARELLA, L. e MIOZZI, E. - 1924. *Ponti italiani in cemento armato*. Ulrico Hoepli, Milano.
- [6] TURCI, E. e PROLI, M. - 1999. *Il crollo dello Zingone. Una tragedia della ricostruzione nella storia della fatica nell'Appennino cesenate*. Società Editrice "Il Ponte vecchio", Cesena.
- [7] EWINS, D. J. - 1984. *Modal Testing: Theory and Practice*, John Wiley & Son, New York.