PRESTAZIONI DI CALCESTRUZZI COMMERCIALI ADDITIVATI CON SUPERFLUIDIFICANTI

Barbara De Nicolo[1], Fausto Mistretta[2], Sergio Murtas[3], Zaira Odoni[4]

[1] Professore associato, Università di Cagliari.
[2] Ricercatore, Università di Cagliari.
[3] Capo Laboratorio, UNICALCESTRUZZI, Area Sardegna, Cagliari.
[4] Professore associato, Università di Cagliari.

SOMMARIO

Una vasta sperimentazione condotta su calcestruzzi commerciali R_{ck} 25 confezionati con diversi additivi superfluidificanti e cementi prodotti in Sardegna, alle stesse condizioni di utilizzo, ha messo in luce che, a parità di prestazioni in termini di lavorabilità, taluni mostrano carenze nella resistenza a compressione.

Si è inoltre indagato sull'influenza delle ceneri volanti e della modalità di immissione dell'additivo.

Sono state eseguite prove di slump al cono di Abrams all'immissione e a 30, 60 e 90 minuti sull'impasto fresco e prove di compressione a 3, 7 e 28 giorni su 288 provini cubici.

SUMMARY

A vast experimentation on commercial concretes Rck 25 manifactured with different type of superplasticizers admixture and cements made in Sardinia, in the analogous condition of use, pointed out that, to parity of performances in terms of workability, some shows lacks in the compressive strength.

Furthermore we investigate the influence of the flying ashes and the mixing procedures of admixtures.

Slump tests were performed to the immission and at 30, 60 e 90 minutes, togheter with compressive strength tests at 3, 7 e 28 days on 288 cubic specimens.

1. PREMESSA

L'esigenza di confezionare calcestruzzi che offrano adeguata lavorabilità all'arrivo in cantiere, senza aggiunta di acqua che ne comprometterebbe le resistenze, porta all'impiego diffuso di fluidificanti anche nei calcestruzzi commerciali.

In particolare nel campo specifico del calcestruzzo preconfezionato [1] le richieste di R_{ck} 25 e R_{ck} 30 rappresentano il 55% delle richieste e quelle di calcestruzzi pompabili l'85% del totale complessivo, inoltre è fortemente sentita l'esigenza del mantenimento della lavorabilità per un tempo sufficientemente lungo che consenta di escludere qualunque manipolazione del prodotto dall'uscita dello stabilimento sino alla sua messa in opera (mediamente un'ora). Se a tutto ciò si aggiunge la necessità di soddisfare il principio generale di qualsiasi azienda: *ottimizzare la relazione costi-benefici*, si comprende come solo una corretta sperimentazione preventiva porta a soddisfare tutte le esigenze e contemporaneamente escludere indesiderati effetti collaterali che possono inficiare la bontà del risultato atteso [2-3-4].

In questo lavoro sono illustrati i risultati di una sperimentazione svolta presso la UNICALCESTRUZZI, sede di Cagliari, in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Strutturale della Facoltà di Ingegneria di Cagliari. L'indagine era tesa a valutare l'efficacia come riduttori d'acqua di alcuni additivi superfluidificanti di terza generazione rispetto a quello di seconda generazione, assunto come riferimento, di impiego corrente nello stabilimento ospite.

Nel corso della sperimentazione ci si è resi conto di alcune anomalie nei risultati finali in termini di resistenza, per cui, per ricercarne le cause la sperimentazione è stata estesa a diverse ricette in cui si è

variato il tipo di cemento e sono state escluse le ceneri volanti.

2. LA SPERIMENTAZIONE

Il dosaggio di cemento ed il rapporto a/c sono stati fissati con l'obbiettivo di ottenere, con l'uso dell'additivo di seconda generazione, **n**, calcestruzzi R_{ck} 25. Sono stati confezionati impasti con e senza ceneri volanti.

E' stata realizzata una prova bianca senza additivo rispetto alla quale si è valutata l'efficienza dei vari additivi come riduttori d'acqua. Si è assunto, per tutte le ricette, un rapporto costante a/c pari a 0.58, soltanto nella prova bianca il rapporto è stato elevato sino a 0.85, per ottenere la stessa classe di consistenza iniziale fluida (S4) offerta dall'additivo **n**.

Per ciascuna miscela è stato valutato l'abbassamento al cono di Abrams [5-6] subito dopo il confezionamento ed a 30, 60 e 90 minuti sia nel caso di immissione immediata dell'additivo (insieme all'acqua d'impasto) che ritardata (dopo una prima miscelazione del calcestruzzo).

In presenza di ceneri volanti sono stati realizzati: 1 impasto senza additivo, 1 con l'additivo di riferimento, 2 con ogni additivo di terza generazione (uno per ciascuna modalità d'immissione); da ciascun impasto sono stati confezionati 3 coppie di provini cubici per le scadenze a 3, 7 e 28 giorni [7-10], per un totale di 48 provini.

Per gli impasti senza ceneri volanti, sono stati realizzati 2 impasti con i due additivi di terza generazione (uno per ciascuna modalità d'immissione) che negli impasti con ceneri volanti hanno mostrato un comportamento anomalo; da ciascun impasto sono stati confezionati 3 coppie di provini cubici per le scadenze a 3, 7 e 28 giorni, per un totale di 24 provini. Per ogni impasto è stato valutato il contenuto d'acqua come differenza in peso tra il calcestruzzo fresco e quello essiccato in stufa dopo 24 ore a T 105±5 °C.

2.1 Inerti

Per tutti gli impasti sono stati adottati gli stessi inerti [11-13] e la curva granulometrica, interna al fuso di Bolomey relativo a Dmax 30 mm, abitualmente utilizzata dalla stabilimento ospite. Le percentuali di utilizzo di ogni singolo inerte sono:

- sabbia fine 16% (1.7%),
- sabbia grossa 24 % (1.6%),
- graniglia 30% (1.3%),
- mezzanello 30% (1.2%).

Tra parentesi è riportata l'umidità totale come percentuale in peso di acqua che ciascun tipo di inerte assorbe per portarsi nella condizione di saturo a superficie asciutta.

2.2 Cementi e ceneri volanti

Il dosaggio di cemento e ceneri volanti (Tabella 1) è basato sui dati di esperienze effettuate dalla UNICALCESTRUZZI, dalle quali è emerso che si raggiungono uguali resistenze se si sostituisce 1 kg di ceneri volanti con 0.6 kg di cemento.

Il quantitativo di cemento è stato calibrato per ottenere resistenze R_{ck} 25 al variare del tipo di cemento.

Cem IV/B 32.5 e Cem II B-L 32.5 R		
Cemento	300 kg/m^3	330 kg/m^3
Ceneri volanti	50 kg/m^3	0
Cem II/A-L 42.5 R e Cem II/A-L 42.5		
Cemento	260 kg/m^3	290 kg/m^3
Ceneri volanti	50 kg/m^3	0

Tabella 1 Cementi utilizzati

Sono stati utilizzati i seguenti tipi di cemento:

- Cem IV/B 32.5 (SAMATZAI)
  cemento pozzolanico (pozzolana tra 45 e 64 %),
- Cem II/B-L 32.5 R (SINISCOLA)
  cemento portland composito al calcare (clinker tra 65 e 79%),
- Cem II/A-L 42.5 R (SINISCOLA)
  cemento al calcare a rapido indurimento (clinker tra 80 e 94%),
- Cem II/A-L 42.5 (SAMATZAI)
  cemento al calcare (clinker tra 65 e 79%),

2.3 Additivi

Sono stati utilizzati quattro tipi di additivo superfluidificante [14] (indicati con lettera minuscola grassetto) ai dosaggi consigliati 0.8 % per **g** ed 1% per gli altri:

- **n** polimeri attivi,
- **x** polimeri acrilici non solfonati privi di formaldeide,
- **a** polimeri acrilici non solfonati privi di formaldeide, stessi componenti ma diversa ditta produttrice,
- **g** catene polimeriche di etere carbossilico.

Quando gli additivi **x** e **a** sono utilizzati in impasti con ceneri volanti saranno denominati **xfa** e **afa**.

3. RISULTATI

In questo lavoro sono riportati nel dettaglio solo i risultati relativi ai valori di resistenza a compressione

alle scadenze di 3, 7 e 28 ed i pesi dei provini in quanto si vogliono evidenziare le anomalie riscontrate nei risultati ottenuti.

In generale la misura dello slump al cono di Abrams ha evidenziato che:

- tutti gli additivi forniscono, con un rapporto a/c=0,58, uno slump iniziale dello stesso ordine di grandezza di quello ottenuto nell'impasto non additivato con a/c = 0,85, permettendo una riduzione dell'acqua di impasto attorno al 32 %,
- gli additivi **x**, **a** e **g** assicurano uno slump iniziale (S5) superiore a quello ottenuto con l'additivo di riferimento **n** (S4),
- **x**, **a** consentono il mantenimento di uno slump S3-S4 sino a 60 minuti e di un S2 a 90 minuti.

3.1 Prima fase - Cementi IV/B 32.5

La prima campagna di prove è relativa a calcestruzzi confezionati con Cementi IV/B 32.5.

Nella Tabella 2 e nella Tabella 3 sono riportati rispettivamente, come media dei due provini, i risultati, alle diverse scadenze, delle prove a compressione (esemplificate anche nella Fig.1) ed i pesi.

I risultati sono relativi alle ricette in cui l'additivo è stato immesso contemporaneamente all'acqua d'impasto in quanto si è rilevato che la modalità di immissione è ininfluente sui risultati finali.

Cem IV/B 32.5 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	a/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.85	6.4	9.1	18.2	1
n	0.58	13.3	20	33.0	2
xfa	0.58	10.6	15.1	25.3	3
afa	0.58	11.2	15.2	25.9	5
g	0.58	14.7	20.9	33.5	7
Cem IV/B 32.5 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.58	12.7	17.2	26.4	17
a	0.58	13.7	18.3	25.9	19

Tabella 2 Resistenze (MPa)

Cem IV/B 32.5 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	a/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.85	7661	7680	7721	1
n	0.58	7795	7768	7819	2
xfa	0.58	7596	7616	7626	3
afa	0.58	7619	7630	7637	5
g	0.58	7831	7837	7865	7
Cem IV/B 32.5 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.58	7628	7612	7654	17
a	0.58	7575	7611	7592	19

Tabella 3 Pesi (g)

Dall'analisi dei risultati si osserva che gli impasti contenenti gli additivi **x** ed **a**, anche in presenza di ceneri (**xfa** ed **afa**), come mostrato dalla Fig. 2, non soddisfano il controllo di accettazione per un R_{ck} = 25 alla scadenza a 28 giorni e offrono resistenze a compressione e pesi, a tutte le scadenze, con e senza ceneri, inferiori a quelli ottenuti con l' additivo di confronto **n** e con **g**.

Per evidenziare l'anomalo comportamento degli additivi **a** e **x** nella Tabella 4 sono riportate le differenze percentuali tra le resistenze dei provini rispetto a quella ottenuta con l'uso dell'additivo **n**.

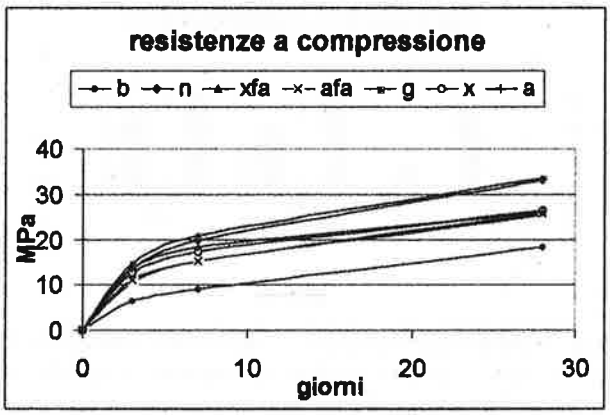


Fig. 1 Cem IV/B 32.5 Resistenze a compressione

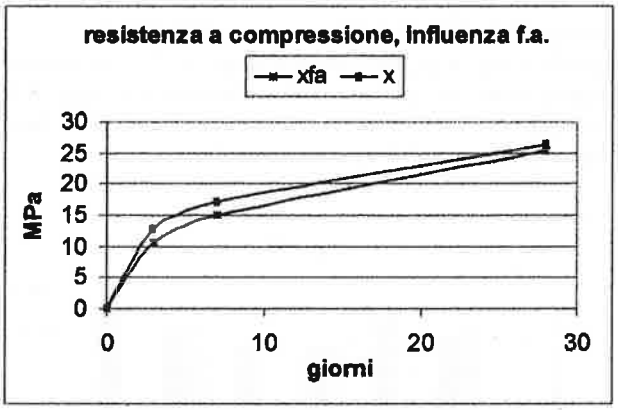


Fig. 2 Influenza delle ceneri volanti sulla resistenza a compressione, additivo **x**

Cementi IV B 32.5 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3				
Scadenze	3d	7d	28d	Mix
b	51,87	54,5	44,7	1
xfa	20,3	24,5	23,4	3
afa	15,7	23,7	21,6	5
g	-10,5	-4,7	-1,3	7
Cementi IV B 32.5 330 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3				
x	4,1	13,7	19,9	17
a	-3,0	8,2	21,5	19

Tabella 4 Differenze % delle resistenze a compressione rispetto ad **n** (additivo di confronto)

Per renderli più leggibili, i risultati riportati nella Tabella 4 sono stati rappresentati nella Fig. 3, ad esclusione dei valori relativi alla prova bianca in quanto non sono ritenuti significativi per questo tipo di analisi.

Si può osservare come i valori delle resistenze a compressione, ad esclusione dei provini additivati con **g**, siano sempre inferiori a quelli ottenuti con l'additivo **n**; in particolare si osserva che a 28 giorni le differenze percentuali si attestano attorno al valore del 20%. Ai 7 e 14 giorni gli impasti senza ceneri volanti mostrano un comportamento migliore.

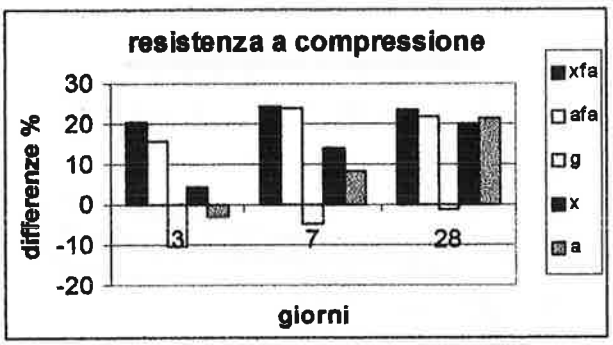


Fig. 3 Differenze % rispetto a valori delle resistenze di tutti i provini additivati rispetto a quello di riferimento (additivo **n** di seconda generazione)

Nella Figura 4 sono riportate le differenze percentuali dei pesi dei provini additivati rispetto a quelli in cui si è utilizzato l'additivo **n**. E' interessante notare come vi sia una stretta relazione tra i pesi e le resistenze e che le differenze percentuali per i pesi siano attestate attorno al 2% a tutte le scadenze.

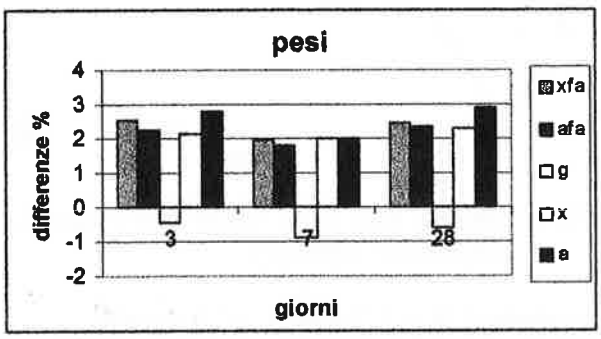


Fig. 4 Differenze % rispetto a valori dei pesi di tutti i provini additivati rispetto a quello di riferimento (additivo **n** di seconda generazione)

L'anomalo comportamento degli impasti con gli additivi **x** ed **a** è attribuibile ad un eccessivo inglobamento di aria nella miscela, da imputarsi ad una mancata espulsione dell'aria trattenuta nonostante la vibrazione meccanica. Tale ipotesi è suggerita sia dai fenomeni di effervescenza (copiosa formazione di bollicine d'aria) riscontrati in betoniera dopo il mescolamento dell'additivo e durante il confezionamento dei provini sia dal peso stesso dei provini.

3.2 Seconda fase - Cem II B-L 32.5 R

Dopo aver escluso le ceneri volanti come causa delle resistenze anomale, si è pensato di ripetere le miscele adottando un altro tipo di cemento.

A tal fine, a parità di tutti gli altri componenti la miscela e di rapporto a/c, si è scelto il Cem II/B-L 32.5 R (SINISCOLA) cemento portland composito al calcare (clinker tra 65 e 79%).

Oltre agli slump, in questa fase sperimentale, è stato misurato con un porosimetro anche il contenuto d'aria negli impasti [15].

Il contenuto d'aria è riportato nella Tabella 5, dove è possibile osservare che gli impasti additivati con **x** ed **a**, con e senza ceneri volanti, mostrano una presenza di aria superiore ai valori comuni, che si attestano attorno ai valori offerti da **n** e **g**.

Mix	26	27	29	31	41	43
additivo	**n**	**xfa**	**afa**	**g**	**x**	**a**
%	2.0	6.8	6.0	1.8	6.2	5.8

Tabella 5 Contenuto d'aria %

Per quanto riguarda gli slump sono emerse le stesse prestazioni positive che si sono osservate negli impasti con il Cem IV/B 32.5, si è inoltre confermato che le prestazioni finali non sono influenzate dalla modalità di immissione dell'additivo e dalle ceneri volanti.

Per altro, come è possibile osservare dai risultati riportati nelle Tabelle 6-7-8-9, alle scadenze di 3, 7 e 28 giorni, il calo delle resistenze a compressione e dei pesi dei provini additivati con **x** ed **a** è stato confermato anche con l'uso del Cem II/B-L 32.5 R (SINISCOLA) e si attesta su valori consimili a quelli offerti dal Cem IV/B 32.5. E' da sottolineare inoltre che si sono presentati anche gli stessi fenomeni di effervescenza, durante il confezionamento degli impasti e dei provini.

Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	a/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.85	8.9	11.9	17.9	25
n	0.58	15.8	22.8	33.5	26
x	0.58	13.4	17.9	24.4	27
a	0.58	13.5	18.3	26.0	29
g	0.58	16.7	22.9	32.8	31
Cementi II/B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.58	15.2	19.0	25.55	41
a	0.58	14.85	19.25	26.6	43

Tabella 6 Resistenze a compressione (MPa)

Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	a/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.85	7687	7716	7728	25
n	0.58	7811	7849	7840	26
xfa	0.58	7572	7601	7624	27
afa	0.58	7622	7599	7639	29
g	0.58	7820	7842	7868	31
Cementi II/B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.58	7615	7607	7636	41
a	0.58	7590	7629	7590	43

Tabella 7 Pesi (g)

Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3				
	3d	7d	28d	Mix
b	43,6	47,8	46,5	25
xfa	15,1	21,5	27,2	27
afa	14,5	19,7	22,4	29
g	-5,6	-0,4	2,1	31
Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3				
x	3,8	16,7	23,8	41
a	6,3	15,7	20,6	43

Tabella 8 Differenze % delle resistenze a compressione rispetto ad **n** (additivo di confronto)

Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3				
	3d	7d	28d	Mix
b	1,6	1,7	1,4	25
xfa	3,0	3,1	2,7	27
afa	2,4	3,1	2,5	29
g	-0,1	0,08	-0,3	31
Cementi II B-L 32.5 R 300 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3				
x	2,5	3,0	2,6	41
a	2,8	2,8	3,2	43

Tabella 9 Differenze % dei pesi rispetto ad **n** (additivo di confronto)

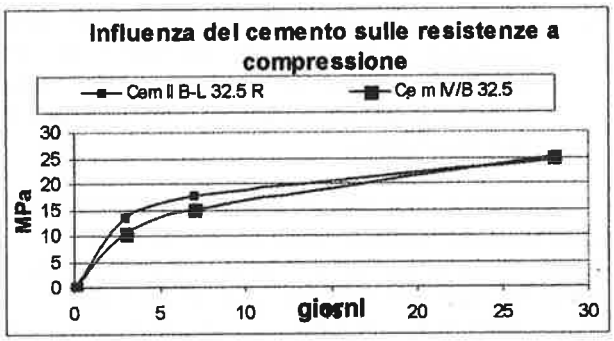


Fig. 5 Influenza del cemento sull'evolvere delle resistenze a compressione, additivo **x**, con ceneri volanti

Se si confrontano i valori delle differenze percentuali delle resistenze a compressione dei provini additivati, rispetto a quelle ottenute con l'additivo di confronto **n**, Tab. 4 (Cem IV/B 32.5) e Tab. 8 (Cem II B-L 32.5 R), si può notare che le differenze percentuali tra le resistenze dei vari impasti a 3 giorni e 7 giorni, ottenute con il Cem II B-L R sono inferiori, come prevedibile, rispetto a quelle offerte con il Cem IV B, mentre a 28 giorni la tendenza si inverte, ma i rispettivi valori sono molto simili, come esemplificato nella Fig. 5 per l'additivo **x** con ceneri volanti.

3.3 Terza fase - Cem II/A-L 42.5 R e Cem II/A-L 42.5

Con gli stessi criteri, descritti in precedenza, sono stati confezionati altrettanti provini, misurati slump e contenuti d'aria su una serie di nuovi impasti in cui si è variato solo il tipo di cemento e precisamente si è scelto il Cem II/A-L 42.5 R (Siniscola) ed il Cem II/A-L 42.5 (Samatzai). I dosaggi di cemento e ceneri volanti sono riportati in Tabella 1.

Cementi II/A-L 42.5 R						
Mix	10	11	13	15	21	23
additivo	**n**	**xfa**	**Afa**	**g**	**x**	**A**
%	1.8	6.4	5.8	2.0	6.4	6.2
Cementi II/A-L 42.5						
Mix	34	35	37	39	45	47
additivo	**n**	**xfa**	**Afa**	**g**	**x**	**A**
%	2.0	5.0	6.5	2.1	6.5	6.3

Tabella 10 Contenuto d'aria %

Nella Tabella 10 sono riportati i valori dei contenuti d'aria.

Cementi II/A-L 42.5 R 260 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	A/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.83	8.5	11.5	18.4	9
n	0.59	15.0	22.3	32.9	10
xfa	0.59	13.4	18.5	25.3	11
afa	0.59	13.6	19.6	26.2	13
g	0.59	16.8	22.8	33.2	15
Cementi II/A-L 42.5 R 290 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.59	14.9	20.1	25.4	21
a	0.59	15.1	21.2	25.7	23

Tabella 11 Resistenze a compressione (MPa)

I risultati relativi alle resistenze di prelievo e la media dei pesi di ciascuna coppia di provini sono riportati nelle Tabelle 11 e 12 per il Cemento II/A-L 42.5 R (Siniscola) e nelle Tabelle 13 e 14 per il Cemento II/A-L 42.5 (Samatzai).

Anche in questo caso sono riportati solo i valori ottenuti con gli impasti additivati in modo standard, in quanto la modalità d'immissione non ha mostrato alcuna influenza sui risultati finali.

Cementi II/A-L 42.5 R 260 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	A/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.83	7678	7671	7721	9
n	0.59	7794	7819	7846	10
xfa	0.59	7590	7612	7613	11
afa	0.59	7621	7617	7659	13
g	0.59	7821	7822	7848	15
Cementi II/A-L 42.5 R 290 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.59	7609	7617	7612	21
a	0.59	7592	7625	7614	23

Tabella 12 Pesi (g)

Cementi II/A-L 42.5 260 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	A/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.83	6.5	9.6	17.9	33
n	0.59	13.4	19.8	31.5	34
xfa	0.59	10.5	14.8	24.0	35
afa	0.59	10.2	15.0	25.2	37
g	0.59	14.6	20.7	32.4	39
Cementi II/A-L 42.5 290 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.59	12.0	16.4	24.9	45
a	0.59	12.0	16.5	25.6	47

Tabella 13 Resistenze a compressione (MPa)

Cementi II/A-L 42.5 260 kg/m^3 – F.A 50 kg/m^3					
Additivo	a/c	3d	7d	28d	Mix
b	0.83	7635	7641	7706	33
n	0.59	7742	7818	7875	34
xfa	0.59	7559	7592	7633	35
afa	0.59	7588	7588	7602	37
g	0.59	7821	7836	7891	39
Cementi II/A-L 42.5 290 kg/m^3 – F.A 0 kg/m^3					
x	0.59	7573	7621	7619	45
a	0.59	7594	7617	7627	47

Tabella 14 Pesi (g)

Le tabelle mostrano che anche con i cementi II/A-L 42.5 gli additivi **x** ed **a** offrono resistenze inferiori a quelle ottenute con l'additivo **n** di confronto e **g**.

In particolare a 3 giorni si è riscontrata, rispetto ad **n** una riduzione del 12.4 % con i Cem II/A-L R e del 22% Cem II/A-L, a 7 giorni rispettivamente del 13.7% e 25%, a 28 giorni del 21% e 22%.

Nelle Figure 6, 7 e 8 sono state messe a confronto le differenze percentuali tra le resistenze a compressione dei provini additivati rispetto ai valori ottenuti per l'additivo **n** utilizzando i due diversi cementi Cem II B-L 32.5 R e Cem II/A-L 42.5 R, alle stesse condizioni di utilizzo, alle scadenze di 3, 7 e 28 giorni.

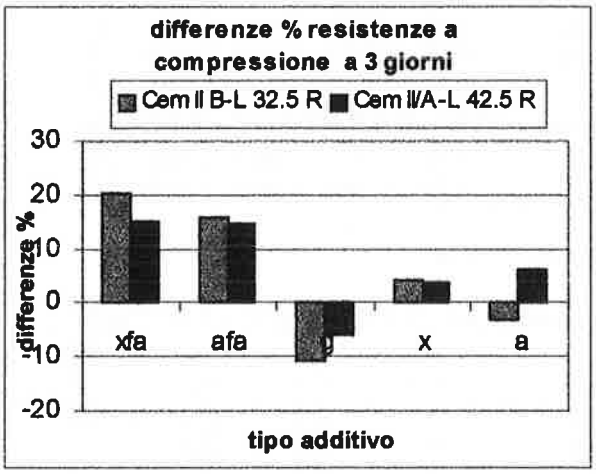


Fig. 6 Confronto tra le differenze percentuali delle resistenze a compressione tra tutti i provini additivati rispetto a quello di riferimento (additivo **n**) per Cem II B-L 32.5 R e Cem II/A-L 42.5 R a 3 giorni

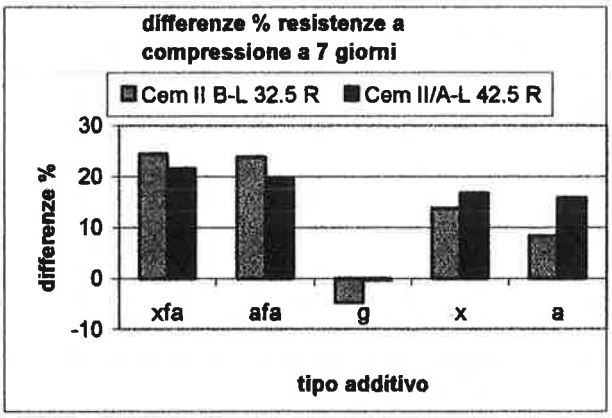


Fig. 7 Confronto tra le differenze percentuali delle resistenze a compressione tra tutti i provini additivati rispetto a quello di riferimento (additivo **n**) per Cem II B-L 32.5 R e Cem II/A-L 42.5 R a 7 giorni

Dall'esame delle Figure 6, 7 e 8 è confermato il comportamento anomalo degli additivi **x** ed **a**. Si può notare che le differenze percentuali delle resistenze a compressione rispetto a quelle ottenute con l'additivo **n** e con il Cem II/A-L 42.5 R a 3 e 7 giorni sono inferiori a quelle ottenute con Cem II B-L 32.5 R in presenza di ceneri volanti; in assenza di ceneri a 3 e 7 giorni ed in tutti i casi alla scadenza di 28 giorni si hanno maggiori differenze % con il Cem II/A-L 42.5 R.

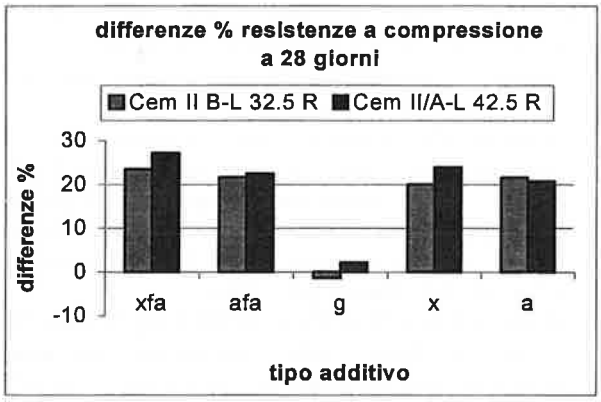


Fig. 8 Confronto tra le differenze percentuali delle resistenze a compressione tra tutti i provini additivati rispetto a quello di riferimento (additivo **n**) per Cem II B-L 32.5 R e Cem II/A-L 42.5 R a 28 giorni

Nella Fig. 9 è evidenziato come la presenza delle ceneri volanti non influenza le prestazioni del calcestruzzo in termini di resistenza a compressione.

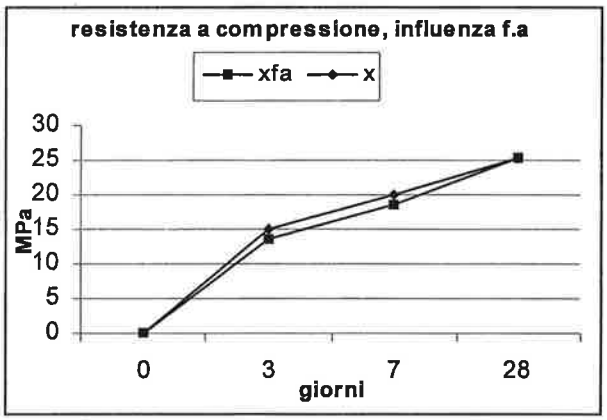


Fig. 9 Influenza delle ceneri volanti sulla resistenza a compressione, additivo **x**

4. CONCLUSIONI

A seguito di una vasta sperimentazione su calcestruzzi commerciali di resistenza R_{ck} 25, additivati con superfluidificanti di terza generazione, paragonati con quelli additivati con uno di seconda **n**, è emerso che a parità di prestazioni come riduttori d'acqua d'impasto e di lavorabilità, alcuni additivi mostrano talune carenze in termini di resistenza a compressione a scadenze di 3, 7, e 28 giorni. In particolare i calcestruzzi additivati con gli addidivi **x** ed **a** hanno offerto resistenze a compressione inferiori, mediamente, del 20 % e pesi inferiori del 2 ÷ 3 rispetto a quelli additivati con **n**.

La riduzione di peso e di resistenza è confermata dal fatto che gli additivi **a** ed **x** causano un eccessivo inglobamento d'aria, attorno al 6%, come rilevato con un porosimetro sull'impasto fresco.

Per ricercare la causa di tali anomalie la sperimentazione è stata estesa a vari tipi di cemento; in questo lavoro sono riportati i risultati sperimentali ottenuti con l'utilizzo di 4 tipi di cemento (tutti prodotti in Sardegna).

In un prossimo lavoro sarà illustrata una ulteriore campagna di prove sperimentali, estesa, con le stesse modalità operative, a Cem 52.5 R I (Scala di Giocca), a Cem II B-L 32.5 e Cem II A-L 42.5 (Guidonia). Poiché dalla sperimentazione è emerso che questi offrivano resistenze a compressione confrontabili con quelle ottenute con l'additivo di confronto **n**, ma anche una riduzione di massa volumica dei provini, si è provveduto a segnalare l'inconveniente alle ditte produttrici dei due additivi, che ne hanno modificato la composizione.

Si è quindi eseguita una ulteriore campagna di prove sperimentali per verificare l'eliminazione degli inconvenienti presentatisi.

5. BIBLIOGRAFIA

[1] UNI 7163, 1979, Calcestruzzo preconfezionato.

[2] EN 206, 2001, Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.

[3] UNI 9858, 1991, Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.

[4] EN 197, 2001, Cement, specifications and conformity criteria. Common cement.

[5] UNI 9417, 1989, Calcestruzzo fresco-Classificazione della consistenza.

[6] UNI 9418, 1998, Calcestruzzo fresco - Determinazione della consistenza. Prova di abbassamento al cono.

[7] UNI 6130-1, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forme e dimensioni.

[8] UNI 6130-2, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Casseforme.

[9] UNI 6127, 1998, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza. Preparazione e stagionatura.

[10] UNI 6132, 1972, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione.

[11] UNI EN 932-1, 1998, Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento.

[12] UNI EN 933-1, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Analisi granulometrica per stacciatura.

[13] UNI EN 933-2, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della

distribuzione granulometrica. Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture.
[14]UNI 7102, 1972, Additivi fluidificanti - Idoneità e metodi di controllo.
[15]UNI 6395, 1975, Determinazione volumetrica per pressione del contenuto d'aria nel calcestruzzo fresco.
[16]Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale, 1996, Linee guida sul calcestruzzo strutturale.
[17]BARBARA DE NICOLO, 1998, Materiali da costruzione, sperimentazione e normativa. Ed. FrancoAngeli.
[18]MARIO COLLEPARDI, 1987, Scienza e tecnologia del calcestruzzo, Ed. Hoepli.
[19]BERNARDO MARCHESE, 1990, Tecnologia dei materiali e chimica applicata, Ed. Liguori.
[20]LUIGI COPPOLA, PASQUALE ZAFFAROLI, ROBERTO TROLI, MARIO COLLEPARDI, 1998, Additivi superfluidificanti ibridi, Atti del 12° Convegno CTE, pag. 197-204.
[21]MARIO COLLEPARDI, 1994, Superplasticizer and Air Entraining Agent: State of-the-Art and Future Needs, V.M. Malhotra Symposium "Concrete Tecnology": Past, Present, Future. S. Francisco, pp. vi superfluidificanti ibridi, Atti del 12° Convegno CTE, Ed. P.K. Metha, pag. 329-416.
[22]RABINDER KHURANA, ROBERTO GOTTARDO, 1999, L'effetto della variazione dell'acqua d'impasto sulla durabilità del calcestruzzo, Atti delle giornate AICAP, Calcestruzzi e prevenzione. Evoluzione delle tecnologie della presollecitazione, pag. 65-72.

INFLUENZA DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO ALLE BREVI STAGIONATURE E DELLE FASI DI GETTO SULLA FESSURAZIONE DELLE SOLETTE NEI PONTI A SEZIONE COMPOSTA

INFLUENCE OF EARLY AGE CONCRETE SHRINKAGE AND OF CASTING SEQUENCES ON THE SLAB CRACKING IN COMPOSITE GIRDERS

Luigino Dezi[1], Graziano Leoni[2], Alessandro Vitali[3]

[1] Professore Ordinario, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Ancona, Ancona.
[2] Ricercatore, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Ancona, Ancona.
[3] Dottorando di Ricerca in Meccanica delle Strutture, Università degli Studi di Bologna, Bologna.

SOMMARIO

In questa memoria si affronta il problema della fessurazione delle solette nei ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo, valutando l'influenza delle modalità di getto e del ritiro del calcestruzzo alle brevi stagionature. L'analisi è condotta su un modello precedentemente proposto dagli autori, opportunamente riformulato per lo studio di impalcati composti con trave metallica a sezione variabile. La soluzione numerica è ottenuta con il metodo degli elementi finiti all'interno di una procedura *step-by-step*. L'applicazione ad un caso reale consente di evidenziare i vantaggi offerti da sequenze di getto ottimizzate rispetto al caso più semplice di esecuzione della soletta in avanzamento continuo.

SUMMARY

In this paper the problem of slab cracking in steel-concrete composite girders is analysed, by evaluating the influence of casting sequences and of early age concrete shrinkage. The analysis is performed with a theoretical model, previously proposed by the authors, modified to better analysing continuous composite girders with variable depth steel beam. The numerical solution is obtained by the finite element method with a step-by-step procedure. The proposed model is then applied to a real composite deck by showing the advantages obtained by an optimised sequence respect to a continuous casting of the slab.

1. INTRODUZIONE

Il problema della fessurazione delle solette nei ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo durante le fasi costruttive è stato messo in assoluta evidenza da due recenti studi basati su indagini molto estese condotte su impalcati continui di nuova costruzione [1,2]. In entrambi i lavori si pone l'attenzione sulle fessure trasversali che si registrano durante le fasi della costruzione non solo in corrispondenza degli appoggi ma anche in campata. In [3], sulla base di misure in situ e di laboratorio, è stato rilevato l'elevato stato tensionale di trazione che si sviluppa in soletta durante la costruzione. Tutti gli autori concordano che la fessurazione prematura delle solette è conseguenza sia delle sequenze di getto adottate, sia del comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature, e cioè del ritiro endogeno e della riduzione di volume per raffreddamento nelle fasi successive alla presa (ritiro termico).

Nonostante l'interesse del problema, in letteratura sono disponibili pochi lavori orientati alla modellazione degli impalcati composti realizzati con getti frazionati; le procedure di calcolo disponibili [4,5] analizzano gli effetti connessi alle sequenze di getto su travi composte con connessione rigida, tenendo conto anche del comportamento non lineare dei materiali, senza tuttavia porre l'attenzione sui fenomeni che caratterizzano i calcestruzzi alle brevi stagionature.

Gli autori hanno recentemente affrontato il problema dell'analisi viscoelastica di impalcati composti continui, realizzati con getti frazionati, tenendo conto sia della flessibilità della connessione, sia del ritiro endogeno e termico [6].

In questa nota, dopo aver presentato gli aspetti essenziali del problema, il modello proposto viene riformulato per l'analisi di impalcati continui con trave metallica a sezione variabile ed applicato ad un caso reale, mettendo in evidenza, per confronto, i vantaggi offerti da sequenze ottimizzate di getto, rispetto al caso più semplice di esecuzione della soletta per avanzamento continuo.

2. RITIRO E VISCOSITÀ IN TRAZIONE NEI CALCESTRUZZI ALLE BREVI STAGIONATURE

Il comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature è un tema di grande interesse e attualità, come dimostrano anche gli incontri scientifici recentemente dedicati all'argomento.

Il ritiro e la viscosità rappresentano due fenomeni molto importanti non solo per descrivere il comportamento in esercizio delle strutture in calcestruzzo, ma anche per comprenderne il comportamento durante la costruzione.

L'attenzione dei ricercatori è posta sia sui meccanismi che regolano il ritiro e la viscosità, sia sulla definizione di modelli in grado di descriverne l'evoluzione nel tempo.

Per quanto riguarda il ritiro, si è giunti a classificazioni molto articolate [7,8], anche se non sempre funzionali alle esigenze dell'ingegneria strutturale. Da un punto di vista applicativo il ritiro può essere suddiviso in tre componenti: ritiro *endogeno*, ritiro *termico* e ritiro da *essiccamento*.

Con il primo termine si intende il ritiro del calcestruzzo causato dalla riduzione di volume che si genera durante la reazione di idratazione del cemento. Questa è una componente chimica ed ha la caratteristica di essere irreversibile. Anche se il ritiro endogeno inizia quando il calcestruzzo è in fase plastica, la componente che induce effetti strutturali è solamente quella che interviene negli istanti successivi alla presa.

Con ritiro *termico* si intende la riduzione di volume conseguente al raffreddamento del calcestruzzo che si trova, a fine presa, a temperature più elevate di quelle ambientali, a causa delle reazioni esotermiche di idratazione. Nel caso di getti massivi, questo effetto è molto importante ed insidioso in quanto le temperature raggiunte sono molto elevate e il fenomeno di raffreddamento risulta piuttosto lento e fortemente non uniforme. Per elementi in cui il rapporto volume-superficie esposta è piccolo, come nel caso delle solette dei ponti, il ritiro termico, pur non essendo molto importante, può risultare non trascurabile. Per le solette da ponte, realizzate con calcestruzzi ordinari, sono state rilevate sperimentalmente [3] riduzioni della temperatura di oltre 20°C.

Sia il ritiro endogeno, sia quello termico si esauriscono nell'arco di qualche decina di giorni dalla fine presa e si manifestano anche nel caso in cui il calcestruzzo sia stagionato in condizioni di umidità ottimale.

Il ritiro da *essiccamento* è invece la componente che si manifesta successivamente alla stagionatura del getto a causa della diminuzione dell'umidità del calcestruzzo che comporta la riduzione della tensione capillare interna. A seguito di tale riduzione, nella pasta di cemento indurita nascono deformazioni di natura visco-elastica, responsabili della diminuzione in volume della massa del calcestruzzo. Al contrario delle altre componenti di ritiro, questa risulta parzialmente reversibile (infatti è ben noto come calcestruzzi immersi in acqua tendano a rigonfiare) e si manifesta durante tutta la vita dell'opera anche se la maggior parte di essa si esaurisce nell'arco dei primi anni.

Per i calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC) le prime due componenti possono risultare sensibilmente più elevate rispetto ai calcestruzzi ordinari. Viceversa, il ritiro da essiccamento è notevolmente minore dal momento che la massa del calcestruzzo risulta essere estremamente più compatta per l'aggiunta del filler.

I modelli di più recente formulazione, quale quello proposto da Müller e Küttner [9], distinguono la componente endogena del ritiro da quella da essiccamento, ma non considerano la riduzione di volume per raffreddamento del calcestruzzo. Valori indicativi del salto termico che può interessare le solette dei ponti a sezione composta sono suggeriti in [2, 3].

Per quanto riguarda la viscosità, limitatamente al comportamento del calcestruzzo in compressione, si è soliti riconoscere due componenti [10]: *viscosità base* e *viscosità da essiccamento*. Tale classificazione deriva dai risultati di esperienze condotte su provini ad essiccamento impedito e ad essiccamento libero. Nei primi, se sottoposti a stati di tensione costante, si possono misurare gli effetti del ritiro endogeno e termico sovrapposti a quelli della viscosità base. Nei secondi, le deformazioni misurabili sono sensibilmente maggiori a quelle che si avrebbero dalla semplice sovrapposizione del ritiro endogeno, termico e da essiccamento nonché della viscosità base; la deformazione aggiuntiva si intende pertanto prodotta dalla componente di viscosità *da essiccamento*.

I modelli di viscosità noti in letteratura e suggeriti dalle principali norme tecniche [9,11], sono stati tarati sulla base di sperimentazioni relative a prove di compressione i cui risultati sono raccolti in una estesissima banca dati [12]. I suddetti modelli sono ritenuti affidabili anche se i risultati predetti dalle varie funzioni di viscosità non sono sempre in buon accordo tra loro [13].

Per descrivere il comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature, che è interessato da uno stato

tensionale di trazione derivante dal ritiro impedito (ritiro vincolato), le funzioni di viscosità riportate dai codici appaiono meno attendibili, in quanto è noto che il comportamento viscoso a trazione è molto più accentuato di quello a compressione.

Il problema della viscosità in trazione, pur essendo all'attenzione di alcuni ricercatori [14], non è stato oggetto di indagini sufficienti a definirne i meccanismi e i modelli di previsione.

3. MODELLO ANALITICO E SOLUZIONE NUMERICA

Si fa riferimento alla struttura composta di Fig. 1, costituita da una trave metallica ad altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo a spessore costante collegate da una connessione flessibile; al fine di analizzare le sequenze di getto della soletta, la trave è suddivisa in n_{bs} conci ciascuno caratterizzato da un diverso istante t_p di getto del conglomerato e da diversi spessori delle lamiere che costituiscono la trave in acciaio. Si introduce un sistema di riferimento ortogonale levogiro $\{0;X,Y,Z\}$ con l'asse Z parallelo all'asse della trave, con il piano coordinato YZ coincidente con il piano di simmetria della sezione e con il piano coordinato XZ coincidente con il piano di interfaccia trave-soletta (Fig.1); con $\boldsymbol{i}$, $\boldsymbol{j}$ e $\boldsymbol{k}$ si indicano i versori degli assi X, Y e Z rispettivamente.

Si suppone che la trave possa deformarsi in modo che le sezioni della trave metallica e della soletta in cemento armato si conservino piane ed ortogonali all'asse longitudinale deformato; allo stesso tempo, a causa della deformabilità dei connettori, possono verificarsi scorrimenti relativi sul piano di interfaccia [15] senza tuttavia che le due parti si distacchino. Il campo degli spostamenti è quindi definito dallo spostamento verticale v della sezione trasversale e dagli spostamenti longitudinali w_c di un punto della soletta e w_a di un punto della trave di acciaio. Nella formulazione precedentemente messa a punto dagli autori [6] i punti di riferimento per gli spostamenti longitudinali coincidono con i baricentri dei due elementi. In questo lavoro, allo scopo di estendere l'analisi alle travi ad altezza variabile, gli spostamenti longitudinali w_c e w_a sono entrambi misurati in corrispondenza del piano di interfaccia. Nell'ambito della teoria lineare, ciò si traduce analiticamente nelle seguenti espressioni in forma vettoriale degli spostamenti della soletta e della trave in acciaio:

$$\boldsymbol{u}_c(x,y,z;t) = v(z;t)\,\boldsymbol{j} + [w_c(z;t) - y\,v'(z;t)]\,\boldsymbol{k} \tag{1a}$$

$$\boldsymbol{u}_a(x,y,z;t) = v(z;t)\,\boldsymbol{j} + [w_a(z;t) - y\,v'(z;t)]\,\boldsymbol{k} \tag{1b}$$

dove i *primi* denotano le derivate delle funzioni rispetto a z. Conseguentemente, lo scorrimento all'interfaccia trave-soletta Γ è espresso dalla

$$\Gamma(z;t) = w_a(z;t) - w_c(z;t) \tag{2}$$

Occorre osservare che nel problema in esame, essendo la soletta realizzata in più fasi, la continuità strutturale della trave metallica implica che le funzioni w_a e v debbano essere regolari, mentre la funzione w_c presenta punti di discontinuità in corrispondenza delle sezioni di estremità dei conci di soletta. Dal momento che per una generica coppia di conci adiacenti la continuità strutturale della soletta si realizza solo dopo la presa del calcestruzzo di entrambi i conci, soltanto gli incrementi di spostamento successivi a detto istante risulteranno funzioni regolari.

Dalle equazioni (1) derivano immediatamente le uniche due componenti di deformazione non nulle della soletta e della trave

$$\varepsilon_c(x,y,z;t) = w_c'(z;t) - y\,v''(z;t) \tag{3a}$$

$$\varepsilon_a(x,y,z;t) = w_a'(z;t) - y\,v''(z;t) \tag{3b}$$

Volendo descrivere il comportamento in esercizio della struttura, si considerano legami costitutivi di tipo elastico lineare per la trave metallica e la connessione di interfaccia

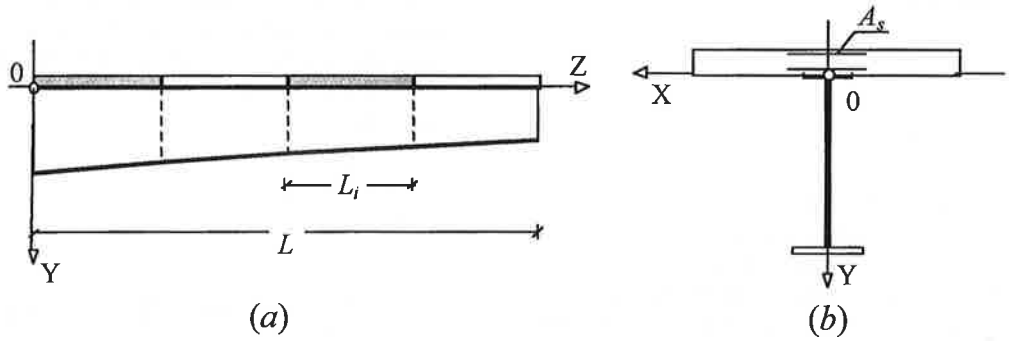


Fig. 1 Geometria della trave e sistema di riferimento: (*a*) vista longitudinale; (*b*) sezione trasversale

$$\sigma_a(x,y,z;t) = E_a \varepsilon_a(x,y,z;t) \tag{4}$$

$$q(z;t) = \rho\Gamma(z;t) \tag{5}$$

Nelle (4) e (5) E_a è il modulo di Young dell'acciaio, q e ρ sono rispettivamente la forza di taglio all'interfaccia trave-soletta e la rigidezza della connessione schematizzata con un mezzo elastico continuo deformabile a taglio.

Per quanto riguarda la soletta in calcestruzzo occorre fare alcune considerazioni legate al caso particolare che si sta studiando. Anche se, in alcune fasi della realizzazione della trave composta, la soletta non è presente, la descrizione analitica impiegata non considera un cambiamento di dominio del problema; pertanto ha senso definire gli spostamenti nella regione che verrà successivamente occupata dalla soletta anche se questa non esiste ancora. Per tener conto dell'effettiva evoluzione dello schema strutturale il legame costitutivo del calcestruzzo viene definito come segue

$$\begin{aligned} &\sigma_c(t) = 0 && t < t_e \\ &\sigma_c(t) = \frac{[\varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t_e)] - \bar{\varepsilon}(t)}{J(t-t_p, t-t_p)} + \\ &\quad + \int_{t_e}^{t} \frac{\sigma_c(\tau - t_p)}{J(t-t_p, t-t_p)} \frac{\partial J(t-t_p, \tau - t_p)}{\partial \tau} d\tau && t \geq t_e \end{aligned} \tag{6}$$

cioè si assume che la tensione nel calcestruzzo sia nulla negli istanti precedenti quello di fine presa t_e, mentre negli istanti successivi, la tensione è legata all'incremento di deformazione $\varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t_e)$. Nella (6) J è la funzione di viscosità del calcestruzzo mentre $\bar{\varepsilon}$ è la distorsione nella quale sono cumulate, ciascuna con la propria legge di evoluzione temporale, le componenti di ritiro endogena, termica e da essiccamento.

Analogamente, sotto l'ipotesi di perfetta aderenza tra calcestruzzo e barre di armatura, la tensione nelle barre in acciaio è data dalle

$$\begin{aligned} &\sigma_s(t) = 0 && t < t_e \\ &\sigma_s(t) = E_s[\varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t_e)] && t \geq t_e \end{aligned} \tag{7}$$

dove E_s è il relativo modulo di Young.

La condizione di equilibrio che permette di risolvere il problema nell'approccio agli spostamenti si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali che può essere scritto al generico istante t, evidenziando il contributo degli n_{bs} conci di trave, nella seguente forma:

$$\begin{aligned} &\sum_{n_{bs}} \int_{L_i} [N_{rc}\, \delta w_c' + N_a\, \delta w_a' - (M_{rc} + M_a)\delta v'' \\ &\qquad + q(\delta w_a - \delta w_c)] dz = \sum_{n_{bs}} \int_{L_i} p\, \delta v\, dz \\ &\qquad\qquad \forall \delta w_a, \delta w_c, \delta v \end{aligned} \tag{8}$$

dove

$$N_{rc} = \int_{A_c} \sigma_c(x,y,z;t) da + \sum_{i=1}^{r} A_i \sigma_s(x_i, y_i, z; t) \tag{9a}$$

$$N_a = \int_{A_a} \sigma_a(x,y,z;t) da \tag{9b}$$

sono rispettivamente le forze assiali nella soletta in cemento armato e nella trave metallica;

$$M_{rc} = \int_{A_c} \sigma_c(x,y,z;t) y da + \sum_{i=1}^{r} A_i y_i \sigma_s(x_i, y_i, z; t) \tag{10a}$$

$$M_a = \int_{A_a} \sigma_a(x,y,z;t) y da \tag{10b}$$

sono i momenti calcolati rispetto all'asse X integrando rispettivamente le tensioni nella soletta e nella trave metallica; p è il carico verticale distribuito. Si osservi che, sulla base delle leggi costitutive adottate, N_{rc} e M_{rc} sono nulli negli istanti che precedono la presa del conglomerato traducendo analiticamente l'assenza della soletta in calcestruzzo; inoltre, per le (6), N_{rc} e M_{rc} sono funzioni, oltreché degli spostamenti all'istante t, dell'intera storia delle tensioni.

Data la complessità dell'evoluzione dello stato tensionale del calcestruzzo, l'equazione (8) deve essere risolta per via numerica. I legami costitutivi di tipo integrale adottati per descrivere il comportamento viscoelastico del calcestruzzo richiedono un'analisi di tipo *step-by-step* basata sulla definizione di una mesh temporale. Una discretizzazione efficiente si ottiene suddividendo il dominio temporale in sotto intervalli di ampiezza crescente secondo le sequenze geometriche suggerite in [16]. Gli integrali temporali possono quindi essere approssimati, secondo la regola dei trapezi, nella seguente forma

$$\begin{aligned} &\int_{t_e}^{t} H(\tau) \frac{\partial J(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau \cong \\ &\cong \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} [H(t_i) + H(t_{i-1})][J(t,t_i) - J(t, t_{i-1} - t)] \end{aligned} \tag{11}$$

dove H è la generica funzione di t. Grazie alla (11), la soluzione dell'equazione (8) si può ottenere, per tutti gli istanti della *mesh* temporale introdotta, risolvendo la sequenza di problemi di tipo elastico lineare

$$\sum_{n_{bs}} \int_{L_i} [\Delta_k N_{rc}\, \delta w_c' + \Delta_k N_a \delta w_a' - (\Delta_k M_{rc} + \Delta_k M_a)\delta v'' + \Delta_k q(\delta w_a - \delta w_c)] dz = \sum_{n_{bs}} \int_{L_i} \Delta_k p \delta v\, dz \qquad (12)$$

$$\forall \delta w_c, \delta w_a, \delta v$$

in cui le incognite sono gli incrementi delle funzioni di spostamento nell'intervallo (t_k, t_{k-1}).

Per ogni step di calcolo la soluzione della (12) può ottenersi per via numerica discretizzando la trave in elementi finiti. In particolare, per cogliere le discontinuità della funzione che descrive gli spostamenti assiali della soletta, devono inserirsi nodi doppi in corrispondenza delle sezioni di separazione tra gli n_{bs} conci di trave. Con riferimento alla sola soletta in calcestruzzo armato, gli spostamenti longitudinali dei due nodi saranno indipendenti per gli step di calcolo antecedenti l'istante di fine presa di entrambi i conci adiacenti. Per gli istanti successivi, gli incrementi di spostamento dovranno essere uguali. Tale condizione sarà imposta da opportuni vincoli interni.

L'elemento finito utilizzato ha 10 gradi di libertà rappresentati dagli spostamenti verticali e dalle rotazioni dei nodi di estremità e dagli spostamenti longitudinali della soletta e della trave metallica misurati oltre che ai nodi di estremità anche in un nodo aggiuntivo intermedio (Fig.2) in modo che i contributi alle deformazioni dovute agli spostamenti longitudinali ed agli spostamenti verticali siano espressi da funzioni lineari.

Si osserva nuovamente che la scelta di assumere come incognite del problema gli spostamenti longitudinali all'interfaccia trave-soletta è quanto mai opportuna per poter utilizzare l'elemento nell'analisi di impalcati in cui le travi metalliche abbiano geometria variabile lungo l'asse. In particolare, l'elemento messo a punto consente di analizzare anche con brusche variazioni della posizione del baricentro a causa delle variazioni di spessore delle lamiere o della larghezza delle piattabande. La scelta, che comunemente viene fatta, di assumere come incognite gli spostamenti longitudinali degli assi baricentrici della trave di acciaio e della soletta in calcestruzzo [6], anche se conduce alla definizione di matrici di rigidezza più semplici per gli elementi dei tratti a sezione costante, introduce alcune difficoltà di tipo operativo nell'assemblaggio della matrice di rigidezza globale. In tal caso, infatti, per ottenere spostamenti compatibili tra elementi contigui con diversa sezione, si ha la necessità di considerare nodi doppi collegati da opportuni link rigidi.

La procedura numerica brevemente descritta è in grado di cogliere la complessa evoluzione dello schema statico della struttura durante le fasi costruttive e permette di seguire la completa evoluzione nel tempo degli spostamenti, delle tensioni e del flusso di taglio longitudinale nella connessione di interfaccia. I risultati ottenuti possono essere raccolti in diagrammi che mostrano gli inviluppi delle trazioni massime registrate in soletta durante il processo costruttivo nonché le tensioni registrate per ciascun concio di soletta in corrispondenza di una fissata età del conglomerato rendendo più immediata la loro interpretazione al fine di stabilire la tendenza alla fessurazione della soletta.

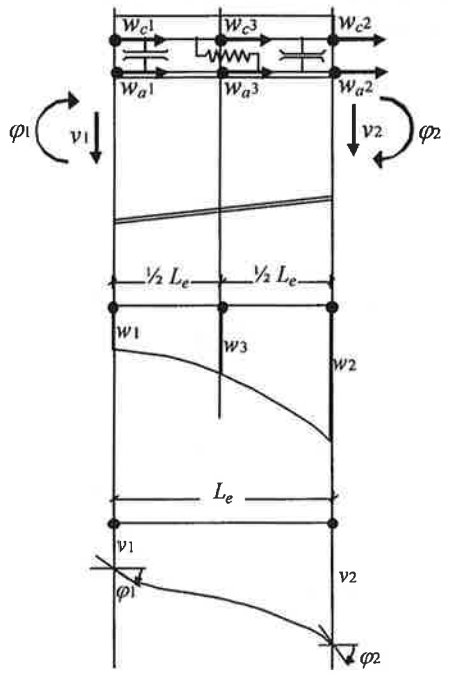


Fig. 2 Elemento finito a 10 gradi di libertà per travi composte con connessione flessibile

3. APPLICAZIONE AD UN CASO REALE: IL VIADOTTO S.MARIA (PU)

Il modello proposto è stato applicato per studiare l'ottimizzazione delle sequenze di getto della soletta del viadotto S.Maria attualmente in costruzione sulla variante alla SS73 bis che collega la città di Urbino alla SS78 Fano-Grosseto.

L'impalcato si sviluppa su cinque campate di luci pari a 35-65-90-65-35 m; la sezione trasversale è di tipo

bi-trave con altezza delle travi metalliche variabile da un minimo di 2.00 metri, nelle campate esterne, ad un massimo di 4.00 metri, in corrispondenza dei due appoggi centrali. La larghezza delle piattabande è costante (Fig. 3a), mente gli spessori delle lamiere sono mostrati in figura 3b.

La soletta ha una larghezza complessiva di 13 m e spessore medio di 0.29 m.

Il getto della soletta verrà eseguito impiegando casseri mobili del peso di 300 KN. Per il getto continuo si prevede l'utilizzo di un unico cassero procedendo con la posa della soletta da un'estremità all'altra del viadotto (Fig.4a). Il getto ottimizzato verrà invece eseguito impiegando due casseri mobili con le sequenze di getto riportate in figura 4b. Nella tabella di figura 4 sono riportate le successioni temporali dei getti determinate tenendo conto che ciascun cassero consente il getto di due conci di soletta, di lunghezza variabile da 9 a 12 m, ogni settimana.

La resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo è f_{ck}=35 MPa. La percentuale geometrica di armatura in soletta è pari allo 1% nelle campate e al 2% in corrispondenza degli appoggi interni. Per la rigidezza della connessione si assume il valore ρ=3.0 KN/mm^2.

Per ciascun concio di soletta sono state considerate le seguenti azioni: nell'istante di getto i pesi della soletta e del cassero mobile sono stati applicati sulla trave metallica mentre, successivamente, un carico applicato in verso opposto sulla sezione composta (pari al solo peso del carrello) simula la rimozione del cassero.

L'analisi visco-elastica è stata eseguita adottando la funzione di viscosità suggerita dal CEB-FIP model code 1990 [17] considerando un'umidità relativa ambientale RH = 75%. Per quanto riguarda il ritiro, dal momento che il calcestruzzo adottato è di tipo tradizionale, alle brevi stagionature si considerano solo gli effetti termici del calore di idratazione sovrapposti al ritiro da

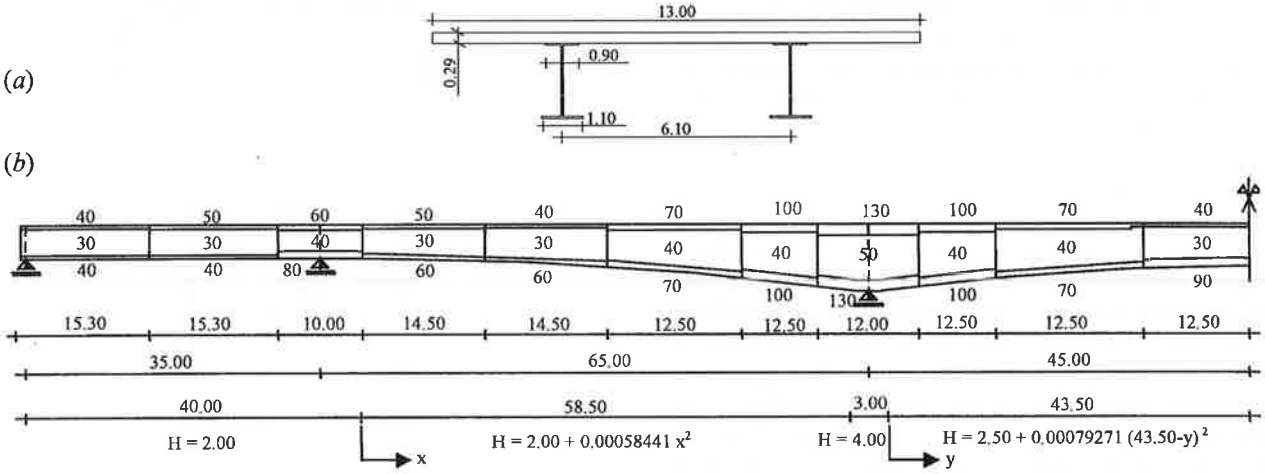
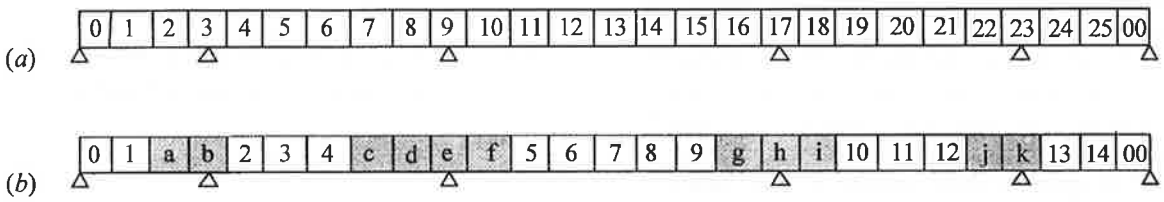


Fig. 3 Geometria dell'impalcato: (*a*) sezione trasversale tipo; (*b*) geometria longitudinale e spessori delle lamiere



Sequenza	1	2	3	4	5	a	6	b	7	C	8	d	9	e	10	f	11	g	12	h	13	i	14	j	k	0	00
Settimana	1		2		3				4				5				6				7				8		

Carrello 1:	1, 2, 3, ...
Carrello 2:	a, b, c, ...
Con casseri in situ	0, 00

Fig. 4 Schemi di getto della soletta: (*a*) getto continuo; (*b*) getto sequenziale ottimizzato

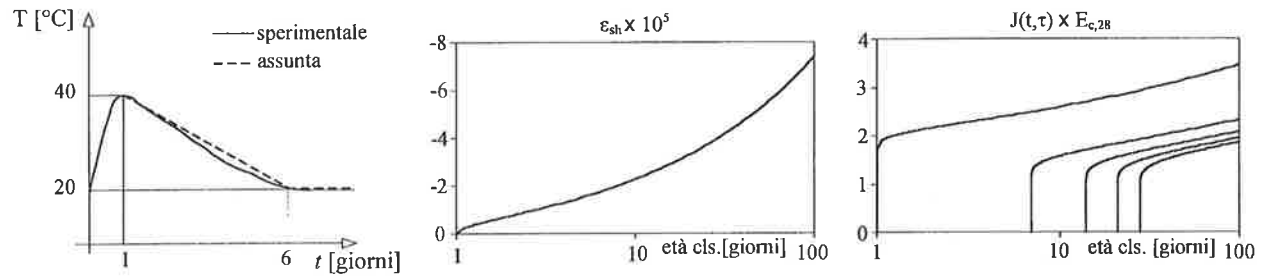


Fig. 5 Comportamento del calcestruzzo: (*a*) effetti termici dell'idratazione, (*b*) ritiro, (*c*) funzioni di viscosità

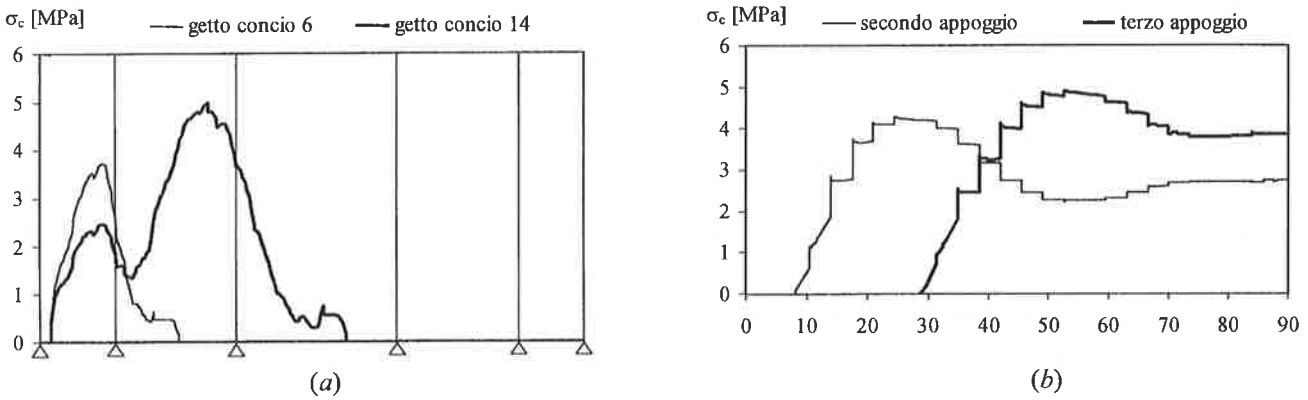


Fig. 6 Getto continuo della soletta: (*a*) tensioni sul calcestruzzo dopo il getto dei conci 6 e 14; (*b*) sviluppo temporale delle tensioni nel calcestruzzo in corrispondenza degli appoggi

essiccamento e trascurando la componente endogena. La funzione di ritiro da essiccamento adottata è ancora una volta quella suggerita dal CEB-FIP model code 1990 [17]. In mancanza di modelli teorici, l'evoluzione nel tempo della temperatura nella soletta è stata simulata sulla base dei risultati dei *test* di laboratorio presentati in [3]. Gli effetti della veloce fase di riscaldamento iniziale vengono trascurati poiché si manifestano quando il calcestruzzo è ancora nella fase plastica (primo giorno); nella successiva fase di raffreddamento (5 giorni) una riduzione della temperatura interna pari a 20°C è stata approssimata con una legge lineare (Fig.5*a*).

In figura 6 sono diagrammate le tensioni che il getto continuo produce nel calcestruzzo durante la posa in opera dei conci di soletta. In particolare, la figura 6a "fotografa" la situazione dopo la realizzazione dei conci 6 e 14 (Fig.6a). È evidente come la soletta sia tutta tesa e come le tensioni raggiungano livelli intollerabili in prossimità degli appoggi intermedi. La figura 6b mostra l'evoluzione nel tempo delle tensioni per le sezioni corrispondenti al secondo e terzo appoggio; i salti di tensione si verificano in corrispondenza del getto dei vari conci. Ovviamente, l'analisi non è realistica per gli istanti successivi alla fessurazione del calcestruzzo, dal momento che il modello impiegato è di tipo lineare, ma è possibile asserire che adottando la strategia di getto continuo in avanzamento è attesa la fessurazione del calcestruzzo in tratti di soletta molto estesi.

La figura 7 mette a confronto le tensioni che si sviluppano in soletta durante le fasi costruttive nei due casi analizzati: i diagrammi relativi al getto sequenziale ottimizzato sono a tratto continuo mentre quelli relativi al getto continuo sono tratteggiati. In particolare, la figura 7a mostra gli inviluppi delle trazioni massime registrate nel calcestruzzo durante le fasi di getto. È evidente come in entrambi i casi analizzati tutta la soletta sia interessata da uno stato tensionale di trazione, tuttavia nel caso di getto ottimizzato le trazioni sono molto inferiori rispetto a quelle ottenute con il getto continuo, soprattutto in corrispondenza degli appoggi interni. Inoltre, i valori massimi di trazione ottenuti con le sequenze di getto ottimizzate si mantengono inferiori alla resistenza a trazione media del calcestruzzo impiegato (f_{ctm}=2.9 MPa). Poiché sono state utilizzate funzioni di viscosità valide per stati di tensione di compressione, gli stati tensionali riportati

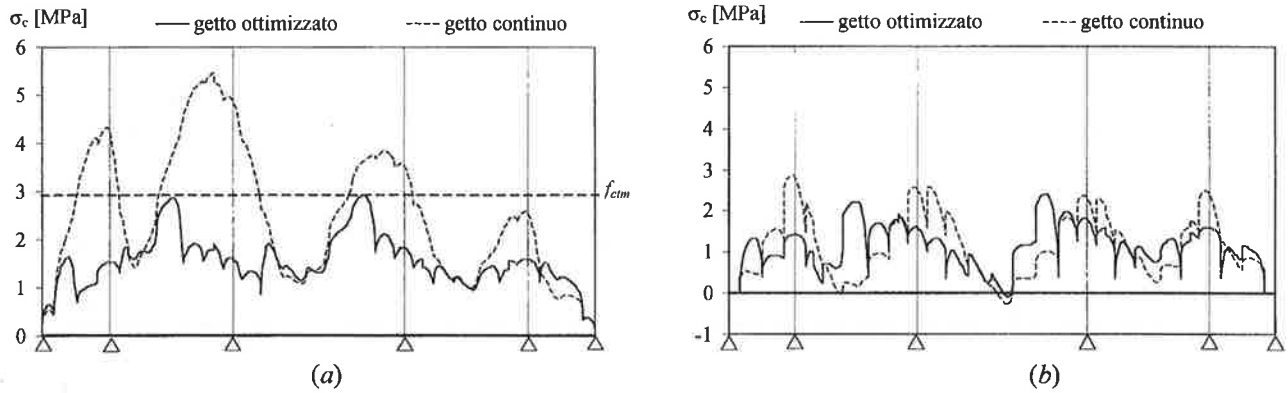


Fig. 7 Tensioni sul calcestruzzo durante le fasi costruttive: (*a*) inviluppo delle trazioni massime, (*b*) tensioni su conci di calcestruzzo di età 6 giorni

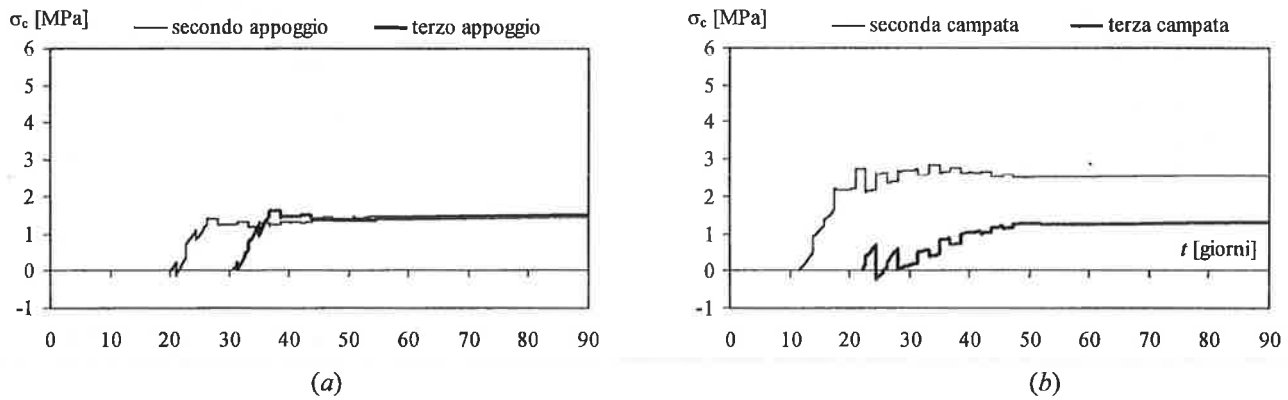


Fig. 8 Sviluppo temporale delle tensioni nel calcestruzzo (getto ottimizzato): sezioni in corrispondenza degli appoggi (*a*) e delle campate (*b*)

sono sicuramente maggiori di quelli che si avrebbero considerando le opportune funzioni di viscosità in trazione.

La figura 7b mostra le tensioni nei vari conci di soletta quando il calcestruzzo, in ciascuno di essi, ha un'età di 6 giorni. Tale diagramma permette di confrontare lo stato tensionale tra i vari conci, a parità di stagionatura, con il valore di resistenza che si presume abbia maturato il calcestruzzo. Nei casi in esame, l'ottimizzazione delle fasi di posa della soletta non fornisce tensioni molto minori di quelle ottenute con il getto in avanzamento anche se, evidentemente, nel secondo caso queste sono destinate a crescere ulteriormente come già evidenziato dai diagrammi delle figure 6b e 7a. Come ulteriore conferma, in figura 8 sono diagrammate le evoluzioni nel tempo delle tensioni nel calcestruzzo nelle sezioni corrispondenti al secondo e terzo appoggio intermedio (Fig.8a) e alla mezzeria della seconda e della terza campata (Fig.8b).
In figura 9 sono riportate le tensioni nel calcestruzzo alcune settimane dopo la realizzazione del getto di tutta la soletta; a questo stato tensionale andranno a sovrapporsi quelli relativi agli altri carichi permanenti e ai carichi di servizio.

Infine, la Figura 10 mostra le frecce dell'impalcato a tre mesi dall'inizio del getto. In questo caso il getto sequenziale produce frecce più elevate di quelle ottenute nel caso di getto continuo (fino ad un massimo del 20% circa). Ciò è dovuto alla differente evoluzione della rigidezza dell'impalcato che nel primo caso vede penalizzate le sezioni in corrispondenza degli appoggi intermedi nel momento in cui vengono gettati i conci di campata. Le maggiori frecce devono essere compensate da opportune monte costruttive.

I risultati ottenuti nel caso di soletta realizzata con getto sequenziale in avanzamento presentano solo un interesse qualitativo dal momento che il modello adottato non permette di cogliere la fessurazione della soletta. Nel caso delle sequenze ottimizzate di getto lo stato tensionale è invece più coerente con le ipotesi assunte. È tuttavia da rilevare che la mancanza

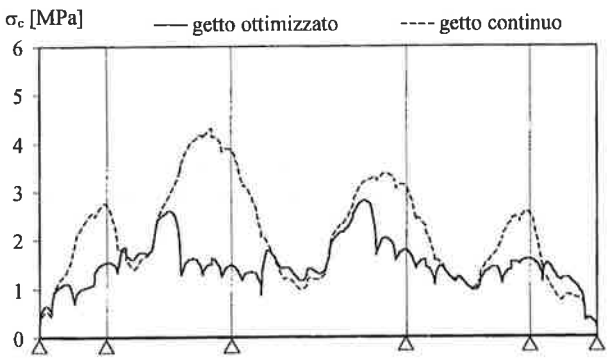


Fig. 9 Tensioni sul calcestruzzo a 3 mesi dall'inizio del getto della soletta

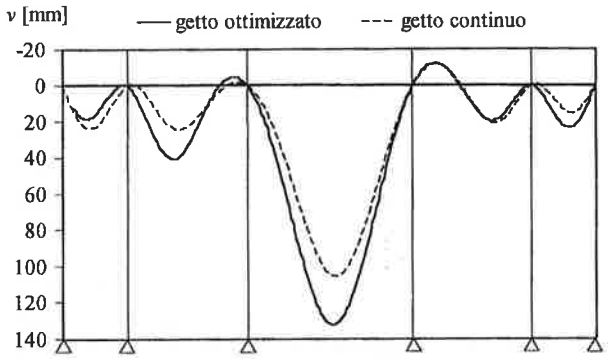


Fig. 10 Frecce a 3 mesi dall'inizio del getto della soletta

di leggi in grado di descrivere accuratamente l'evoluzione della resistenza a trazione del calcestruzzo e il comportamento viscoso in trazione, non consente di ottenere risultati numerici pienamente attendibili anche con l'impiego di modelli in grado di tener conto del comportamento non lineare della soletta.

4. CONCLUSIONI

È stato presentato un modello in grado di analizzare gli effetti delle sequenze di getto della soletta nelle travi continue a sezione composta acciaio-calcestruzzo, tenendo conto del comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature (ritiro e effetti termici dell'idratazione) e della flessibilità della connessione. La formulazione analitica proposta consente l'analisi di impalcati con travi metalliche ad altezza variabile.

La soluzione numerica, ottenuta con il metodo degli elementi finiti e le procedure di *step-by-step*, permette di seguire la complessa evoluzione nel tempo dello stato tensionale e deformativo degli elementi strutturali.

Con riferimento ad un impalcato da ponte reale, sono state analizzate e poste a confronto due differenti modalità di getto della soletta, la prima con getto sequenziale in avanzamento da un'estremità all'altra dell'impalcato, la seconda con sequenze ottimizzate che prevedono il getto dei conci di campata prima di quelli in corrispondenza degli appoggi.

L'analisi dei risultati ottenuti consente di trarre le seguenti conclusioni:

- in entrambi i casi le solette sono interamente interessate da uno stato tensionale di trazione che si manifesta a pochi giorni dal getto, quando il calcestruzzo non ha ancora maturato la piena resistenza a trazione;
- nel caso delle sequenze ottimizzate di getto, lo stato tensionale in soletta risulta molto più basso di quello ottenuto con il getto sequenziale in avanzamento; la riduzione delle trazioni assume particolare rilevanza in prossimità degli appoggi dove sono attese tensioni di trazione aggiuntive per l'azione degli ulteriori carichi permanenti e dei carichi di servizio.

Le modalità di getto della soletta assumono pertanto un ruolo fondamentale sul contenimento della fessurazione durante le fasi costruttive, in quanto consentono di minimizzare gli effetti prodotti dal peso dei conci e dei casseri. Gli effetti conseguenti al comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature possono essere controllati soltanto curando la composizione, la posa in opera e la stagionatura del calcestruzzo.

BIBLIOGRAFIA

[1] KRAUSS P.D. and ROGALLA E.A. – 1996, Transverse Cracking in Newly Constructed Bridge Decks, National Academy Press, Washington, USA.

[2] SETRA – 1995, Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles, SETRA, Bagneux, France.

[3] DUCRET J.M. and LEBET, J.P. – 1999, Behaviour of composite bridges during construction, Structural Engineering International.

[4] MARÍ A.R. – 2000, Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames, Engineering Structures 22, 585-596.

[5] KWAK H.G., SEO Y.J. and JUNG C.M. – 2000, Effects of the slab casting sequences and the drying shrinkage of concrete slabs on the short-

term and long-term behavior of composite steel box girder bridges, Engineering Structures 23, 1453-1480.

[6] DEZI L., LEONI G. e VITALI A. – 2001, Casting sequences analysis on steel-concrete composite bridges, CONCREEP-6, Boston, U.S.A., 767-772.

[7] WITTMAN F.H. - 1982, Creep and Shrinkage Mechanisms, Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Bažant Z.P. and Wittman F.H., John Wiley & Soon Ltd.

[8] AÏTCIN P.C., NEVILLE A. and ACKER P. - 1998, Les Differents Types, de Retrait du Beton, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees, 215, Mai-Juin 1998.

[9] MÜLLER H.S. and KÜTTNER C.H. - 1996, Creep of High-Performance Concrete - Characteristics and Code-Type Prediction Model, Proc. of 4th International Symposium on Utilization of High-Strenght/High-Performance Concrete, Paris, France, 377-385.

[10] NEVILLE A.M. - 1981, Properties of Concrete, 3 edn., Pitman, London and Marshfield, Mass, 779.

[11] BAŽANT Z.P. and BAWEJA S. - 1996, Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures - Model B3, Materials and Structures, No.28, 357-365, 415-430, 488-495, 1995 with Errata in No.29, 126.

[12] RILEM TC 107, Subcommittee 5 – 1995, Data base on creep and shrinkage, RILEM Draft Report.

[13] CHIORINO M.A., DEZI L., GARA F. and LACIDOGNA G. - 1998, Recenti modelli di viscosità per l'analisi di strutture in calcestruzzo, Atti del 12° Convegno C.T.E., Padova, Italy, 143-155.

[14] GUTSCH A.W. – 2001, Creep and Relaxation of Early-Age Concrete, CONCREEP-6, Boston, U.S.A. 619-624.

[15] NEWMARK N.M., SIESS C.P. and VIEST I.M. – 1951, Tests and analysis of composites beams with incomplete interaction, Proc. Soc. Exp. Stress Anal., 9(1), 75-92.

[16] BAŽANT Z.P. – 1972, Numerical determination of long-range stress history from strain history in concrete, Materials and Structures 27(5), 135-141.

[17] CEB-FIP – 1988, CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin d'Information n. 190, CEB-FIP Comité Euro-International du Béton – Fédération International de la Précontrainte, Paris, France.

SUL PROGETTO DELLE SEZIONI IN CEMENTO ARMATO ALLO STATO LIMITE ULTIMO VINCOLATO IN ESERCIZIO AL RISPETTO DELLE VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Luigi Fenu[1]

[1] Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari.

SOMMARIO

Il progetto delle sezioni in cemento armato allo stato limite ultimo porta spesso a dover ridimensionare successivamente le armature o addirittura le sezioni perché non rispettano le verifiche d'esercizio, in particolare quelle relative alla fessurazione. In questo articolo si studia il progetto delle sezioni allo stato limite ultimo col vincolo che l'apertura delle fessure sia minore di quella richiesta dalla normativa. Pertanto il progetto della sezione è visto come un problema di programmazione non lineare in cui, date le azioni e scelto un campo di duttilità delle sezioni, si ricerca allo stato ultimo la minor sezione con le minori armature col vincolo che in esercizio le fessure abbiano ampiezza minore di quella ammissibile.

SUMMARY

Often the design of reinforced concrete cross section at the ultimate limit state leads, at the serviceability limit state of cracking, to need a greater amount of reinforcement or even to design the concrete cross section again. In this paper we study the design of reinforced concrete cross sections at the ultimate limit state constrained to the requirement that crack width is less than a code limit value. Therefore the design is considered like a non-linear program constrained problem where, given the actions and a field of section ductility, the concrete cross-section with the least overall depth and with the least reinforcement at the ultimate limit state is searched, subject to crack width is less than that recommended by the code.

1. PREMESSA

Nella pratica corrente del metodo semiprobabilistico agli stati limite il progetto delle sezioni in cemento armato avviene allo stato limite ultimo lasciando ad una successiva fase le verifiche agli stati limite d'esercizio. Per le travi con sezioni tali da essere poco deformabili, le verifiche d'esercizio riguardanti la fessurazione sono le più restrittive e spesso obbligano il progettista a dover modificare le armature prescelte e, talvolta a dover ridimensionare la sezione; considerata la Normativa italiana [1] e lo stesso Eurocodice 2 [2], le verifiche riguardanti lo stato limite di apertura delle fessure e lo stato limite delle tensioni in esercizio [3] sono quelle correlate alla prevenzione dell'eccessiva fessurazione [4].

Allora pur riconoscendo che la progettazione necessita sempre di un inevitabile e spesso proficuo processo di andata e ritorno in cui l'obiettivo progettuale è raggiunto per gradi e successive approssimazioni, è però utile sviluppare strumenti progettuali in cui alcuni dei requisiti del progetto possano essere valutati in modo comparativo contemperando, per esempio nel caso oggetto di questo studio, il requisito della resistenza a quello di una fessurazione non eccessiva.

In questo articolo si considera allora il progetto delle sezioni in cemento armato inflesse allo stato ultimo come un problema di programmazione non lineare in cui l'obiettivo progettuale è l'ottenere sezioni "ben

proporzionate", ovvero non troppo alte nè armate più del necessario, in cui le condizioni di resistenza vengano soddisfatte, ma in cui nel contempo questo obiettivo venga vincolato alla condizione che in esercizio le verifiche che assicurano la non eccessiva fessurazione siano soddisfatte.

In questa fase lo studio è solo dimostrativo di un modo di procedere nel calcolo automatico delle sezioni: le modalità di calcolo presentate sono pertanto semplificate. Si considerano quindi solo sezioni rettangolari con semplice armatura; inoltre viene considerato il vincolo relativo alla non eccessiva apertura delle fessure solo in una combinazione dei carichi, nè si considerano i vincoli relativi alle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio.

Infine, preassegnato l'asse neutro, l'armatura considerata è quella necessaria, con le sollecitazioni assegnate, all'altezza di trave trovata: una minore armatura si potrebbe avere solo con minori sollecitazioni ma quell'altezza di trave non sarebbe interamente necessaria.

2. IL PROGETTO DELLE SEZIONI

2.1 La struttura, le azioni e i materiali

Si consideri allora per semplicità una trave in cemento armato appoggiata alle estremità, di luce l, uniformemente caricata con i carichi permanenti G e i carichi variabili Q, di sezione rettangolare con armatura semplice costante lungo la trave: il problema di progetto è allora quello di dimensionare allo stato limite ultimo la sezione di mezzeria col vincolo di non avere eccessive fessurazioni in esercizio.

Siano G_k e Q_k le azioni caratteristiche, $G_d = \gamma_G G_k$ e $Q_d = \gamma_Q Q_k$ le azioni di calcolo con, utilizzando la Normativa italiana, $\gamma_G = 1.4$ e $\gamma_Q = 1.5$.

Quanto ai materiali, siano f_{yk}, f_{ck}, f_{ctk} rispettivamente le resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio e le resistenze caratteristiche a compressione cilindrica ed a semplice trazione del calcestruzzo, assunte negli esempi di questo articolo rispettivamente pari a 375, 20 ed 1.5 MPa; f_{ctfk} è la resistenza a trazione per flessione che, per la Normativa italiana, è assunta pari a $1.2 f_{ctk}$; dividendo poi per i coefficienti parziali dei materiali si hanno le resistenze di calcolo f_{yd} ed f_{cd} utilizzate nel progetto allo stato ultimo.

2.2 L'obiettivo del progetto

Nel calcolo di progetto in esame, assegnata la larghezza b della trave, sono dunque incognite l'altezza utile d della sezione e l'area di acciaio teso A_s. Oltre alla larghezza, si impone il ricoprimento minimo r e si sceglie così il copriferro nominale c che consente poi di valutare l'altezza H della trave. L'asse neutro è invece imposto dal progettista in base alla duttilità richiesta alla sezione. In questo scritto nella progettazione si utilizza per l'asse neutro adimensionalizzato $\xi = x/d$ un intervallo di valori compreso fra 0.26 e 0.40.

Posto $M_d = 1/8(G_d + Q_d)l^2$, dimensionando allo stato limite ultimo per ogni valore di ξ nel suddetto intervallo si ricavano l'altezza utile:

$$d(\xi) = \sqrt{\frac{M_d}{b f_{cd}\, \omega_s(\xi)\left(1 - \frac{\beta_0}{2}\xi\right)}} \qquad (1)$$

nonchè il rapporto meccanico d'armatura:

$$\omega_s(\xi) = 0.85\, \beta_0\, \xi$$

con $\beta_0 = 0.8$, da cui si ricavano rispettivamente l'altezza della trave:

$$H(\xi) = d(\xi) + c$$

e l'area richiesta di acciaio:

$$A_s(\xi) = \omega_s(\xi)\; b\; d(\xi)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (2)$$

Come si può notare il progettista, preassegnando i valori di ξ, nel dimensionare la sezione, tenuto conto dell'obiettivo del progetto, può scegliere l'altezza utile ed il rapporto meccanico d'armatura che ritiene più accettabili fra quelli trovati per ogni $\xi \in [0.26, 0.40]$ e che sono quindi anch'essi funzione di ξ; naturalmente dovrà tenere anche conto dei vincoli al progetto.

L'altezza utile è allora considerata variabile con continuità al variare di ξ nell'intervallo di definizione.

L'area di acciaio richiesta varia anch'essa con continuità al variare di ξ; nella pratica progettuale però ciò non è possibile perchè le aree di acciaio disponibili sono invece quelle relative ai diametri commerciali. Dunque alle aree di acciaio richieste dal progetto bisogna associare quelle disponibili fornite dall'industria siderurgica sul mercato.

A seconda della dimensione della trave e delle quantità di acciaio richieste si possono adottare differenti strategie nella scelta dei diametri: per esempio si possono utilizzare diametri tutti uguali, oppure solo due tipi di diametro ma magari non troppo differenti fra loro e così via: in questo scritto gli esempi sono riferiti ad una trave di larghezza b=25cm e per semplicità d'esposizione si è scelto di utilizzare in una sezione ferri con diametri fra loro uguali in numero di quattro, con interasse fra i ferri compreso fra 50 e 35 mm e con ricoprimento di almeno 30mm.

Pertanto l'area disponibile non varia più con continuità come l'area d'acciaio richiesta: per le aree di acciaio richieste negli esempi considerati si assume infatti di utilizzare i

Ferri utilizzati	Aree di acciaio [mm²]	Diametro [mm]	Interasse fra i ferri [mm]
4Φ12	452	12	48
4Φ14	616	14	45
4Φ16	804	16	42
4Φ18	1018	18	40
4Φ20	1256	20	37

Tabella 1 - Armature disponibili

ferri indicati in tabella 1. Di conseguenza si può approssimare la funzione $A_s(\xi)$ delle aree di acciaio richieste con una funzione a gradini di aree disponibili $A_{s_d}(\xi)$ (Fig.3).

Anche l'interasse fra i ferri è una funzione a gradini di ξ: infatti ad ogni area disponibile relativa a ciascuna combinazione di ferri indicata in tabella 1 corrisponde un interasse fra i ferri stessi. Per evitare decimali delle dimensioni in mm, mantenendo la simmetria della sezione in alcuni casi si sono dovuti prendere interassi leggermente diversi fra i ferri: in tabella 1 sono indicati quelli massimi.

3. IL VINCOLO DELLA FESSURAZIONE

L'obiettivo del progetto rappresentato dalla (1) e, conseguentemente, dalla (2), non sempre è raggiungibile nell'intervallo di definizione, in questo caso per $0.26 \leq \xi \leq 0.4$.

A volte infatti ad un tale obiettivo corrisponde una eccessiva apertura delle fessure.

Si consideri allora la sezione interamente reagente con comportamento elastico lineare nello stadio I (Fig.1a); in tal caso l'asse neutro x_p e il momento di inerzia J_p della sezione interamente reagente sono funzione di ξ perchè dipendono da H e da A_s che sono entrambi funzioni di ξ.

Di conseguenza, seguendo quanto suggerito dal Model Code 78 [5] e dal CNR [6] ed accolto dalla Normativa italiana [7], definita l'area efficace di calcestruzzo entro la quale le barre influenzano effettivamente l'apertura della fessura, ovvero in questo caso:

$$A_{c_{eff}}(\xi) = b\,[c + 7.5\,\varphi(\xi)]$$

che è funzione di ξ attraverso la funzione $\varphi(\xi)$ che dipende dalle aree di acciaio disponibili ed indica il diametro con cui queste ultime sono ottenute (Tabella 1), si ottiene il rapporto d'armatura efficace:

$$\rho_r(\xi) = \frac{A_s(\xi)}{A_{c_{eff}}(\xi)}$$

anch'esso funzione di ξ.

Si consideri poi, a fessurazione avvenuta, la sezione parzializzata nello stadio II (Fig.1b); anche in questo caso sia l'asse neutro x_f che il momento di inerzia J_f della sezione parzializzata sono funzione di ξ perchè dipendono da d e da A_s, entrambi funzioni di ξ. Di conseguenza lo sarà anche la tensione nell'acciaio, ovvero:

$$\sigma_{s_f}(\xi) = m\,\frac{M_k\left[d(\xi) - x_f(\xi)\right]}{J_f(\xi)}$$

ove M_k è il valore caratteristico del momento in esercizio dovuto alla combinazione considerata di G_k e Q_k ed m è il coefficiente di omogeneizzazione posto pari a 15.

Sarà inoltre funzione di ξ anche la tensione nell'armatura della sezione fessurata calcolata per la sollecitazione relativa alla rottura per trazione per flessione del calcestruzzo, ovvero:

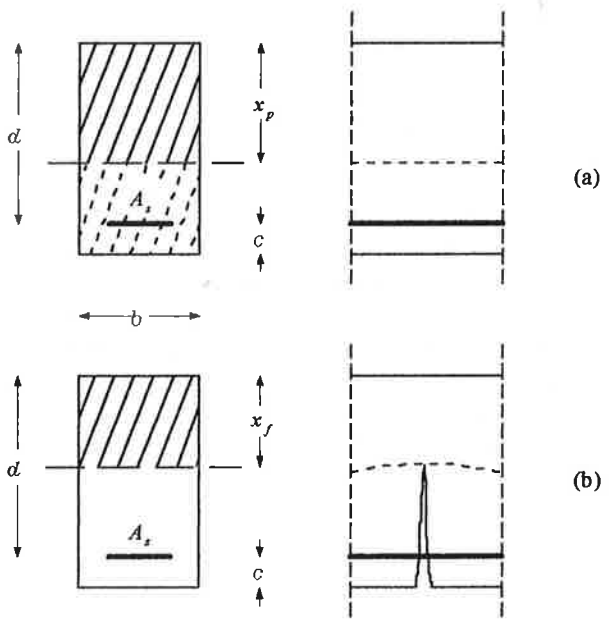


Fig.1 - Sezione nello stadio I (a) e nello stadio II (b)

$$\sigma_{s_r}(\xi)' = m\, f_{ctf_k} \frac{J_p(\xi)}{J_f(\xi)} \frac{d(\xi) - x_f(\xi)}{H(\xi) - x_p(\xi)}$$

La distanza media fra due fessure successive è pertanto:

$$s_{r_m}(\xi) = 2\left(c + \frac{i(\xi)}{10}\right) + k_2 k_3 \frac{\varphi(\xi)}{\rho_r(\xi)}$$

che a sua volta è funzione di ξ ed in cui:
k_2 è il coefficiente che caratterizza l'aderenza del calcestruzzo alle barre ($k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata, $k_2 = 0.8$ per barre lisce)
k_3 è il coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni ed in questo caso si assume $k_3 = 0.125$
$i(\xi)$ è una funzione di ξ legata alla $\varphi(\xi)$ definita precedentemente dal fatto che a ciascuna area disponibile ottenuta con più ferri di uno stesso diametro corrisponde un certo interasse fra i ferri (Tabella 1).

Tenuto conto degli effetti del "tension stiffening" si ricava poi la deformazione unitaria media dell'armatura:

$$\varepsilon_{s_m}(\xi) = \frac{\sigma_{s_f}(\xi)}{E_s}\left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma'_{s_r}(\xi)}{\sigma_{s_f}(\xi)}\right)^2\right]$$

che è quindi anch'essa funzione di ξ ed in cui:
β_1 è rappresentativo delle condizioni di aderenza ($\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata, $\beta_1 = 0.5$ per barre tonde lisce) β_2 è rappresentativo della durata e della ripetitività del carico ($\beta_2 = 1$ per la prima applicazione di una azione di breve durata, $\beta_2 = 0.5$ per carichi di lunga durata o ripetuti)

Trascurando l'allungamento medio del calcestruzzo al livello dell'armatura che è fortemente decrescente all'aumentare della sollecitazione, ε_{s_m} rappresenta anche l'ampiezza unitaria media di fessurazione a livello dell'armatura [8]; chiamando quest'ultima $w'_{o_m}(\xi)$, per linearità l'ampiezza unitaria media di fessurazione a livello dell'intradosso della trave è:

$$w_{o_m}(\xi) = w'_{o_m}(\xi)\left(1 + \frac{\dfrac{c}{d(\xi)}}{1 - \dfrac{x_f(\xi)}{d(\xi)}}\right)$$

Il valore medio di apertura delle fessure è pertanto:

$$w_m(\xi) = w'_{o_m}(\xi)\, s_{r_m}(\xi)$$

che, essendo il prodotto di due funzioni di ξ è anch'esso funzione di ξ.

Infine si ricava il valore caratteristico di apertura delle fessure:

$$w_k(\xi) = 1.7\, w_m(\xi)$$

e deve essere inferiore al valore limite stabilito dalla Normativa in base alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione nelle previste combinazioni di azioni in esercizio.

4. IL PROGETTO VINCOLATO DELLA SEZIONE

L'obiettivo del progetto effettuato allo stato limite ultimo e rappresentato dalla funzione (1) e, di conseguenza, dalla funzione (2), è dunque da studiare come vincolato al che, in esercizio, non si abbia un'eccessiva apertura delle fessure.

Per la Normativa italiana il limite dell'ampiezza d'apertura delle fessure può assumere i valori in mm di 0.1, 0.2, 0.4 a seconda del gruppo di esigenze rappresentato dalla combinazione di carico, dalle condizioni ambientali e dalla sensibilità delle armature alla corrosione.

Considerando il caso delle armature poco sensibili, per ciascuna condizione ambientale in due differenti combinazioni di carico, devono essere rispettati due differenti limiti w_i, ove i è relativo a due dei suddetti tre limiti. Deve dunque aversi:

$$w_{k_i}(\xi) \le w_i$$

ovvero, definite le due funzioni $f_i(\xi) = w_{k_i}(\xi) - w_i$:

$$f_i(\xi) \le 0 \qquad (3)$$

Il rispetto di entrambe le disequazioni (3) per ogni $\xi \in [0.26, 0.40]$ costituisce il vincolo considerato per il progetto della sezione.

Si consideri allora la trave del precedente paragrafo 2.1 con armature poco sensibili ad aderenza migliorata, in ambiente poco aggressivo ed appartenente ad un edificio di civile abitazione. La luce l sia di 4.00m; scelto un ricoprimento r di 3cm si assume un copriferro nominale c di 4cm. La larghezza b s'è detto essere di 25cm. In esercizio i carichi permanenti G_k complessivamente sopportati dalla trave ammontano a 20000 N/m, quelli variabili Q_k a 5000 N/m. I carichi possono essere applicati ripetutamente e permanere a lungo.

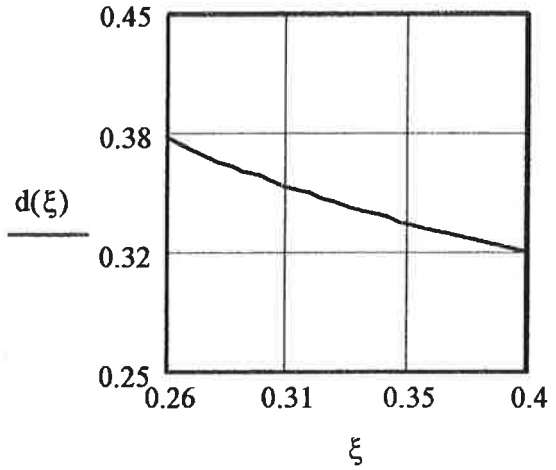


Fig.2 - Altezza utile richiesta [m]

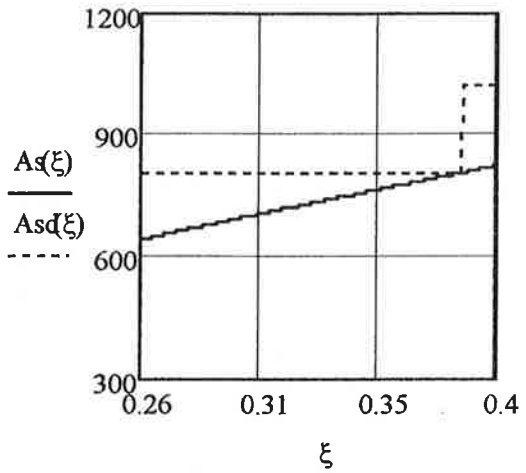


Fig.3 - Area d'acciaio richiesta e area d'acciaio disponibile [mm²]

Per questa trave l'apertura delle fessure w_k deve essere inferiore a $w_3 = 0.4$ mm nella combinazione di carico frequente ed a $w_2 = 0.2$ mm nella combinazione di carico quasi permanente.

Col suddetto gruppo di esigenze, contrassegnato dalla lettera (a) nella Normativa italiana, questi vincoli sono però difficilmente attivi entrambi in una tale trave; infatti è solitamente più severa la condizione $w_k \le w_2$ nella combinazione di carico quasi permanente che la condizione $w_k \le w_3$ nella combinazione di carico frequente.

Supposto allora che sia attivo solo il vincolo $w_k(\xi) \le w_2$ nella combinazione di carico frequente, posto $f(\xi) = w_k(\xi) - w_2$ deve aversi:

$$f(\xi) \le 0$$

Con tale vincolo, scelto un campo di duttilità delle sezioni ritenuto accettabile, che potrebbe anche essere assai più ristretto di quello relativo alla parte di campo (3) qui definita dall'intervallo di definizione $\xi \in [0.26, 0.40]$, il problema è allora di rendere minima l'altezza della trave, cioè la funzione obiettivo $d(\xi)$, purchè $f(\xi) \le 0$.

In progetto, trascurando le piccole differenze dei carichi permanenti dovute alla variazione d'altezza della trave, per la sollecitazione di calcolo $M_d = 1/8(G_d + Q_d)l^2$ la funzione obiettivo $d(\xi)$ e la funzione correlata $A_s(\xi)$ sono rappresentate nelle figure 2 e 3; in fig.3 è rappresentata anche la funzione a gradini $A_{s_d}(\xi)$ delle aree di acciaio disponibili in base alla produzione siderurgica ed alle scelte progettuali riassunte in questo caso in tabella 1.

In fig.4 è rappresentata la funzione $f(\xi)$ che altro non è che la funzione $w_k(\xi)$ traslata di $w_2 = 0.2$ mm.

Dunque il problema di rendere minima l'altezza utile $d(\xi)$ della trave col vincolo che l'apertura delle fessure $w_k(\xi)$ sia minore di w_2 può essere risolto utilizzando il metodo di penalizzazione [9].

La funzione di penalità è allora definita come:

$$P(\xi) = \delta f(\xi)$$

ove

$\delta = 0$ per $f(\xi) \le 0$

$\delta = f(\xi)$ per $f(\xi) \ge 0$

Utilizzando un coefficiente di penalità r_p molto maggiore di 1 si deve quindi ricercare il minimo della pseudo-funzione obiettivo:

$$\Phi(\xi) = d(\xi) + r_p P(\xi)$$

In fig.5 è mostrato l'andamento della pseudo-funzione obiettivo $\Phi(\xi)$ per $r_p = 5 \cdot 10^8$.

La funzione $\Phi(\xi)$ ha un minimo relativo per $\xi = 0.31$; per $0.26 \le \xi \le 0.31$, cioè per sezioni duttili, la sezione progettata allo stato limite ultimo con la (1) e con la (2) soddisfa anche la verifica di fessurazione ed, in particolare, per $\xi = 0.31$ si ha la sezione di altezza utile minore e pari a 0.36m.

Per $0.31 < \xi \le 0.39$ il vincolo è attivo e la verifica di fessurazione non è soddisfatta a meno di non porre un'altezza utile ed un'armatura maggiori di quelle strettamente necessarie sulla base del progetto allo stato limite ultimo.

Infine per $0.39 < \xi \le 0.40$ il vincolo è di nuovo inattivo: per $\xi = 0.40$ si progetta allo stato ultimo la sezione con la minor altezza utile in assoluto fra quelle che soddisfano la verifica di fessurazione: le sezioni con ξ appartenente all'intervallo [0.39, 0.40] sono però assai meno duttili di quelle dell'intervallo [0.26, 0.31] e, dunque, la minore al-

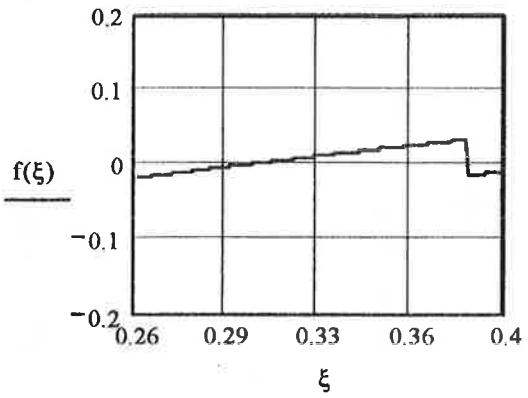


Fig.4 -Vincolo alla funzione obiettivo [mm]

tezza viene pagata con una duttilità assai inferiore.

Infine con un calcolo analogo si vede che l'ulteriore vincolo $w_k \leq w_3$ per la combinazione di carico frequente è sempre inattivo cosicchè la funzione $f'(\xi) = w_k(\xi) - w_3$ è sempre minore di zero; ciò conferma che per una trave come quella oggetto di questo articolo è più severa la condizione $w_k \leq w_2$ e che quindi è significativo aver tenuto conto di uno solo dei due vincoli.

5. CONCLUSIONI

Col diffondersi del metodo semiprobabilistico agli stati limite il problema di dover ridimensionare sezioni già progettate allo stato ultimo perché non soddisfano in esecizio le verifiche di fessurazione sarà sempre più sentito.

Questo è infatti uno degli aggravi di calcolo che, specie qui in Italia ove si può ancora utilizzare come alternativa il meno oneroso metodo delle tensioni ammissibili, concorrono con altre ben note motivazioni all'attuale scarsa

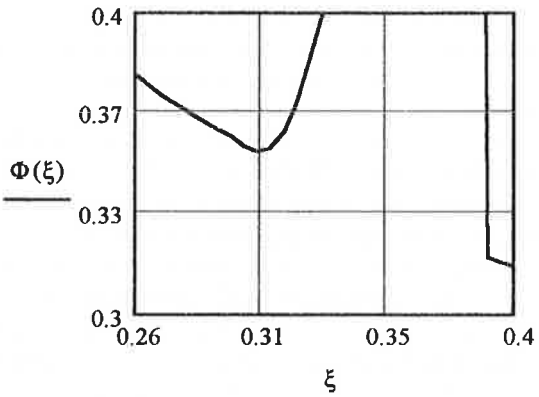


Fig.5 - Pseudo-funzione obiettivo [m]

diffusione del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

In questo articolo si è allora affrontato in modo peraltro semplificato il come affrontare il calcolo di progetto delle sezioni allo stato limite ultimo tenendo nel contempo in conto che le stesse debbono poi superare le verifiche di fessurazione. Naturalmente l'obiettivo progettuale è quello del buon proporzionamento delle sezioni evitando così i sovradimensionamenti successivi volti a superare le verifiche in esercizio non soddisfatte. La calcolazione viene quindi fatta contemperando nello stesso tempo le esigenze della resistenza allo stato limite ultimo con quelle della non eccessiva fessurazione in esercizio.

La progettazione è stata allora impostata come un problema di programmazione non lineare in cui l'obiettivo del progetto è rappresentato dal minimizzare l'altezza della sezione avendo preassegnato un campo di duttilità delle sezioni accettabile per il progettista. I risultati, in generale portano a scegliere fra alcuni minimi, relativi ed assoluto, dell'altezza della sezione e ad escludere alcuni intervalli di duttilità delle sezioni per i quali le verifiche di fessurazione non sono soddisfatte a meno di sovradimensionare la sezione rispetto a quanto richiesto dal calcolo di progetto.

BIBLIOGRAFIA

[1] MINISTERO LL. PP. - 1996, Decreto 9.1.96, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche, G.U. N.19, 5.2.96.

[2] CEN - 1991, ENV 1992 Eurocode 2, part 1.

[3] RADOGNA E. F. - 1996, Tecnica delle costruzioni, 2, Masson.

[4] CEB-FIP - 1993, Model Code 1990, Bulletin d'Information N°213/214, Telford.

[5] CEB-FIP - 1978, Model Code 1978, Bulletin d'Information N°125, Telford.

[6] C.N.R. - 1982, Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso col metodo semiprobabilistico agli stati limite, Bollettino Ufficiale del C.N.R. Anno XVI, pt. IV, n.89.

[7] MINISTERO LL. PP. - 1996, Circolare 15.10.96 n.252, Istruzioni per l'applicazione del D.M. 9.1.96, G.U. N.207, 26.11.96.

[8] TONIOLO G. - 1995, Cemento armato - calcolo agli stati limite, Vol.2A, Masson.

[9] COMINCIOLI V. - 1990, Analisi numerica, Mc Graw-Hill.

LA RICOSTRUZIONE DELLE ARCATE CENTRALI DEL PONTE FERROVIARIO SUL PO DELLA LINEA ASTI-CHIVASSO

Roberto Gentile[1]

[1] Libero professionista, Milano.

SOMMARIO

Il lavoro illustra le modalità di ricostruzione delle arcate centrali del ponte ferroviario a S. Sebastiano Po (TO) crollate a seguito degli eventi alluvionali del novembre 1994. La ricostruzione è stata orientata, su espressa richiesta del Compartimento F.S. di Torino, verso il ripristino dello schema preesistente in modo da mantenere la continuità di sviluppo con le campate non coinvolte dal crollo.

Ciò ha posto varie problematiche connesse alla cantieristica in alveo risolte con l'uso di elementi appositamente prefabbricati, anche in grande formato, onde minimizzare le opere provvisionali ed i tempi di esecuzione.

SUMMARY

The paper deals with the reconstruction procedures of the central arches of the railway bridge at S. Sebastiano Po (TO) which collapsed during the alluvial events in November 1994.

The reconstruction was oriented, upon request of the local railroad department, toward the restoration of the pre-existing plan in order to maintain the continuity with the spans not involved in the collapse.

There were various problems connected with working in the river, but they were resolved with the use of prefabricated elements that minimised the temporary works and the time of completion.

1. INTRODUZIONE

Il ponte presso S.Sebastiano Po costituisce, ormai da molti decenni, l'attraversamento sul fiume Po della linea ferroviaria Asti-Chivasso.

Il manufatto consta di 11 campate ad arco disposte ad interasse di 23.00 m su pile e fondazioni massicce impostate direttamente sul fondo alveo. Le fondazioni insistono su un potente banco di marna sabbiosa che, pur avendo complessivamente buone caratteristiche di portanza, si presenta fratturata e degradata negli strati più superficiali.

L'opera, interamente realizzata in calcestruzzo non armato, è stata interessata nel tempo da vari interventi di tipo strutturale rivolti principalmente al consolidamento delle fondazioni effettuato prevalentemente con corone integrative di micropali disposte perimetralmente ai plinti.

Tali interventi sono stati attuati anche in considerazione della particolare collocazione del ponte.

Il manufatto si trovava infatti in una zona interessata da un'ansa del fiume che incideva con un angolo estremamente pronunciato, nell'ordine di 45°, contro le sottostrutture (Fig. 1).

Tale anomalia, configuratasi per modiche nel tempo della morfologia locale, ha prodotto una situazione assolutamente imprevista ai tempi di realizzazione dell'opera che era stata invece correttamente impostata ortogonalmente al flusso in modo da contenere le interferenze al corso d'acqua.

Pertanto le massicce pile in alveo, in virtù della notevole inclinazione d'incidenza del fiume, hanno creato una sorta di barriera con fortissima perturbazione del regime idraulico e connessi fenomeni di erosione dell'alveo.

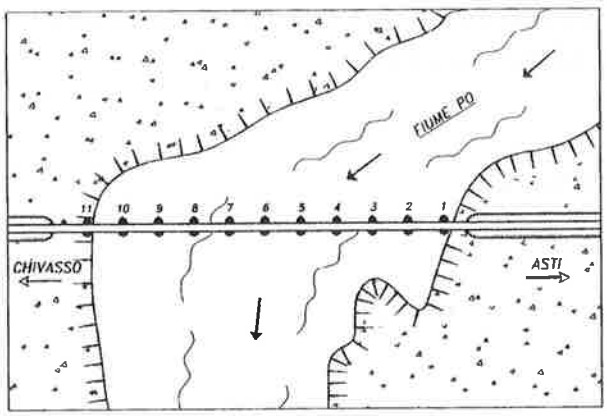


Fig. 1

In occasione degli eventi alluvionali del novembre 1994 la pila centrale (pila n°6) scalzata al piede crollò sotto l'azione di trascinamento delle acque in piena.

Nel crollo (Fig. 2) furono coinvolte, oltre alle due campate che insistevano direttamente sulla pila, anche le due pile (pila 5 e pila 7) e le due campate immediatamente adiacenti che risultarono danneggiate dall'evento.

2. IL PROGETTO DI RICOSTRUZIONE

La ricostruzione delle pile e delle arcate centrali venne appaltata sulla base dello schema progettuale elaborato dall'Ufficio Opere Civili ASA–Rete Zona Territoriale Nord–Ovest delle Ferrovie dello Stato.

Il tatto d'intervento comprendeva la ricostruzione della pila crollata, la demolizione e ricostruzione delle pile adiacenti e relative arcate danneggiate.

Il progetto era impostato al ripristino del ponte ripetendo esattamente le stesse luci e la stessa tipologia strutturale delle campate ad arco su luce di circa 23.00 m. Cambiava invece radicalmente il sistema fondazionale che, pur mantenendo le sagome geometriche, era previsto su fondazioni profonde in pali di grande diametro.

Questa impostazione del progetto suggeriva delle considerazioni che vennero sviluppate preliminarmente e contestualmente alla redazione della progettazione esecutiva.

Tali considerazioni, riguardanti sostanzialmente le luci e le fondazioni delle opere che ci si accingeva a ricostruire, possono sintetizzarsi come segue.

La ricostruzione, ripetendo lo schema delle arcate crollate, comportava il ripristino delle massicce pile di supporto andando ad installare nuovamente degli elementi che interferivano decisamente con il regime di deflusso del Po.

Inoltre si ponevano evidenti problematiche con riferimento alla cantieristica in alveo sia per quel che riguardava pile e fondazioni sia con riferimento alla ricostruzione delle arcate in elevazione.

Si sarebbe potuto ovviare a tali aspetti rivisitando il progetto in modo da prevedere, invece delle quattro nuove arcate centrali, un attraversamento in una unica campata di luce pari a circa 90 m da realizzarsi, a partire dalle zone di estremità della tratta d'intervento, mediante l'usuale tecnica del getto in opera per conci in avanzamento

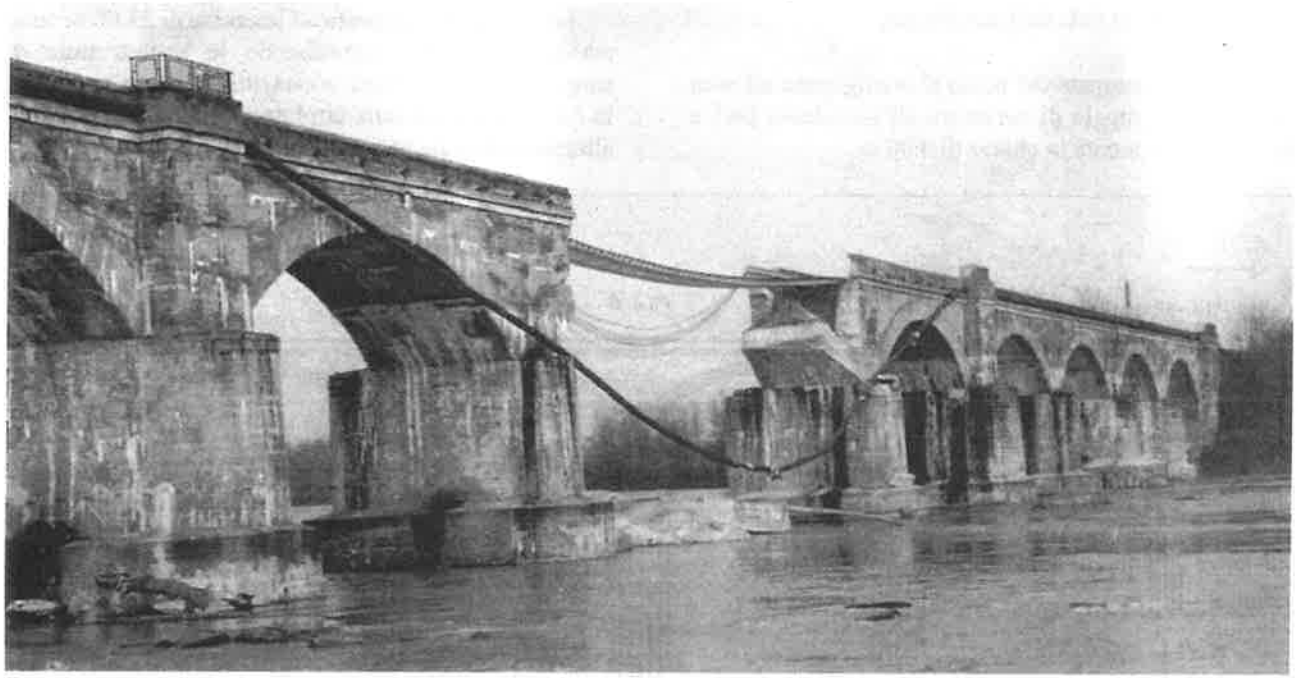
Tecnicamente tale soluzione avrebbe avuto l'evidente vantaggio di realizzare una luce centrale di ampio respiro priva di pile in alveo. La costruzione inoltre sarebbe proceduta a livello dell'impalcato minimizzando le lavorazioni nel fiume che sarebbero state limitate alla sola realizzazione delle spalle in zone laterali di più facile accessibilità.

Così facendo si sarebbe però introdotto un forte elemento di discontinuità nello sviluppo complessivo dell'attraversamento che costituiva ormai un elemento caratterizzante del contesto locale e che la Committente, sentiti anche i pareri degli organi competenti in materia, desiderava assolutamente evitare.

D'altra parte per ovviare in parte al ripristino degli ostacoli costituiti dalle nuove pile in alveo venne indetto, contestualmente alla ricostruzione del tratto crollato, l'appalto per la risistemazione complessiva della zona mediante l'attenuazione dell'ansa nel corso del fiume che principalmente condizionava in modo penalizzante il regime di deflusso. Tale accorgimento migliorava certamente le condizioni generali del contesto, con riferimento al futuro esercizio dell'opera, anche se restavano comunque invariate le problematiche afferenti la cantierizzazione in alveo.

Per quel che concerneva più specificamente le nuove fondazioni, previste in pali di grande diametro, si rilevarono le seguenti difficoltà esecutive:

- il fondo alveo era costituito da marna sabbiosa che, seppur degradata in superficie, presentava complessivamente un elevato grado di compattezza e durezza in profondità con connesse problematiche per la trivellazione dei pali in grande formato;
- i macchinari utili alla esecuzione delle perforazioni presentavano ingombri e dimensioni tali da non potere essere movimentati con la necessaria tempestività verso aree in sicurezza qualora si fossero verificate condizioni di emergenza connesse ad un onda di piena del Po;
- le nuove fondazioni dovevano essere realizzate esattamente nella stessa posizione di quelle già esistenti. Ciò comportava interferenze operative tra le nuove palificate e le coronelle di micropali realizzate in occasione dei precedenti interventi di consolidamento.



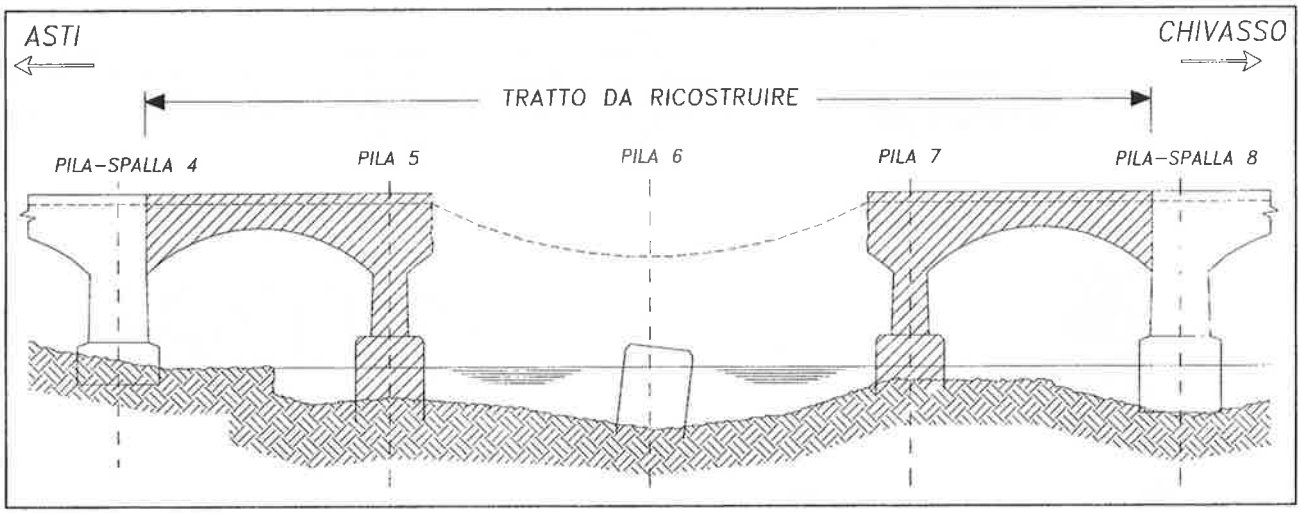


Fig. 2

Infatti se da un lato non era più possibile fare affidamento a lungo termine sui micropali di consolidamento, che si presentavano chiaramente danneggiati, dall'altro la loro presenza interferiva fortemente con una ottimale disposizione ed agevole esecuzione delle nuove palificate.

Tali aspetti sono stati lungamente approfonditi formulando ulteriori proposte che potessero contemperare la realizzazione di fondazioni profonde, di tipologia adeguata agli standard richiesti dalle F.S., con più agevoli modalità di esecuzione. In conclusione venne individuata la soluzione alternativa che prevedeva la realizzazione delle fondazioni mediante pali di formato ridotto, concordemente riconosciuta come quella che ben garantiva la statica del complesso consentendo una maggiore flessibilità e facilità operativa. Si diede pertanto corso alla redazione del progetto costruttivo, secondo lo schema generale approntato dall'Ufficio Opere Civili del compartimento F.S. di Torino, orientandone lo sviluppo verso l'adozione di soluzioni che minimizzassero le problematiche esecutive appena discusse.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le nuove campate del ponte si configurano ad arco circolare con raggio di curvatura all'intradosso pari a R= 14.50 m e monta in chiave di 4.00 m.

Le arcate sono disposte ad interasse di 23.00 m sulle massicce pile che costituiscono le sottostrutture di supporto (Fig. 3). Ogni arcata, interamente realizzata in c.a., si sviluppa sulla larghezza di 5.80 m e presenta altezza strutturale pari a 80 cm.

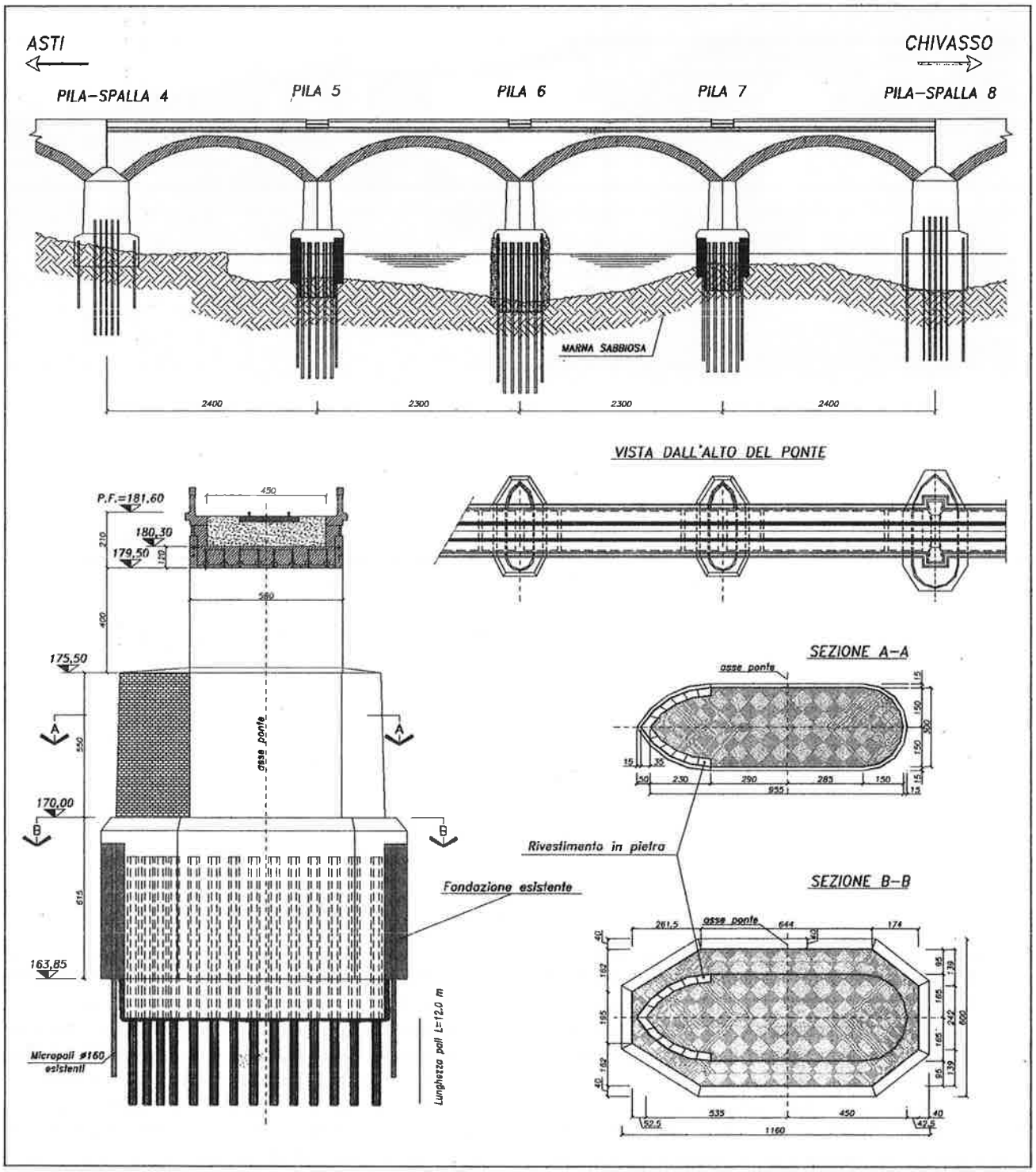


Fig. 3

Onde velocizzare i tempi di esecuzione e limitare gli apprestamenti provvisori in alveo le campate sono state realizzate con l'uso estensivo di elementi prefabbricati, anche di grande formato, sia con riferimento agli archi portanti sia per quel che concerne i paramenti laterali di chiusura ed i cordoli di completamento.

Le arcate infatti sono state gettate in opera su predalles ad arco collaboranti (elementi Tipo A), autoportanti sull'intera luce di pertinenza (Fig. 4), irrigidite da tralicci in carpenteria metallica resi solidali alla suola inferiore in c.a.

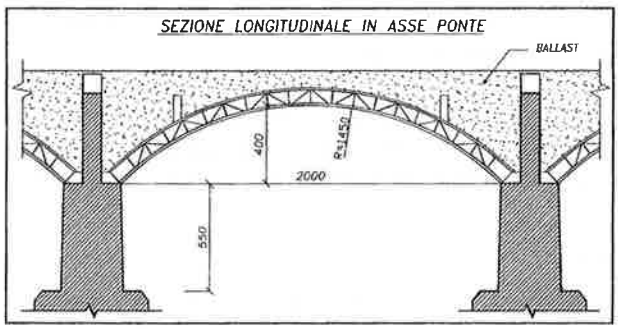


Fig. 4

Per la realizzazione di ogni impalcato si sono utilizzate 4 predalles ad arco, accostate in modo da realizzare l'intradosso chiuso delle arcate sulla larghezza di 5.20 m.

Ogni predalles di grande formato consta di una suola inferiore in c.a della larghezza di 1.30 m con spessore strutturale da 12 cm.

All'estradosso, in corrispondenza dell'innesto dei tralicci in carpenteria metallica, sono stati previsti dei ringrossi da 20 cm × 10 cm in modo da facilitare l'ancoraggio dei profilati in acciaio.

I tralicci irrigidenti sono di tipo spaziale con correnti in angolari 80*80*8 accoppiati previa calandratura secondo la curvatura delle arcate (Fig. 5).

In direzione longitudinale il traliccio è completato da montanti e diagonali anch'essi in profili angolari.

I tralicci sono stati assemblate interamente per composizione saldata a meno del solo giunto bullonato in chiave. Trasversalmente le centine sono stabilizzate da maglie torsio-rigide a croci di Sant'Andrea (Fig. 6).

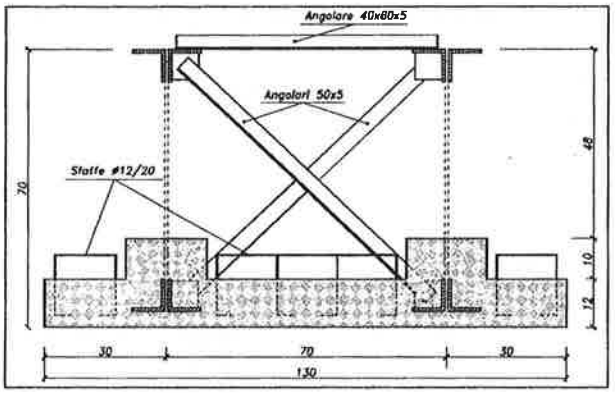


Fig. 6

Le predalles ad arco sono attrezzate con lastre sagomate in acciaio alle estremità che, convenientemente irrigidite, realizzano le basi di appoggio sugli appositi ripiani predisposti in sommità alle pile cui sono state fissate mediante tirafondi di attesa.

Per equilibrare la spinta in fase di getto le piastre terminali sono state disposte a contrasto contro i setti in c.a. che aggettano dalla sommità delle pile.

Le centine ad arco sono state dimensionate a deformabilità per supportare il getto sull'intera luce tra le pile, controllando che gli assestamenti sotto carico fossero estremamente ridotti in modo da evitare imperfezioni e disallineamenti nella superficie di intradosso delle arcate.

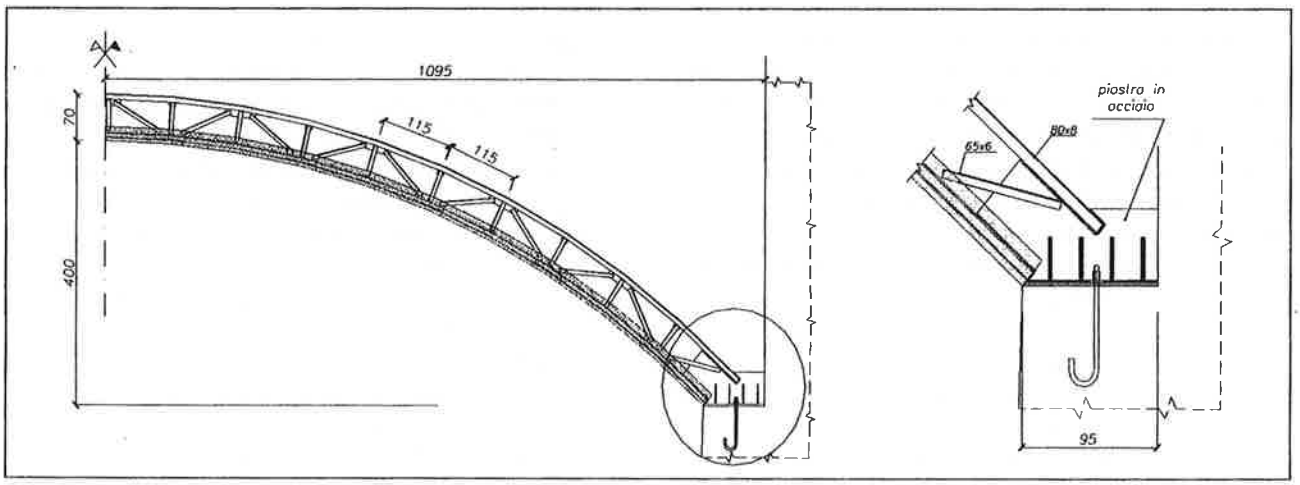


Fig. 5

A maturazione avvenuta del conglomerato le centine integrano la sezione resistente d'impalcato cui sono rese collaboranti mediante idonei connettori in spezzoni d'acciaio nervato appositamente saldati ai profilati.

Lateralmente il getto dell'arco portante è contenuto da paramenti prefabbricati (elementi tipo B) anch'essi autoportanti sull'intera luce tra le imposte.

I paramenti (Fig. 7), realizzati in c.a., presentano sezione trasversale ad L con ringrossi a sezione rettangolare in mezzeria per un'altezza di 1.20 m e larghezza all'intradosso di 30 cm.

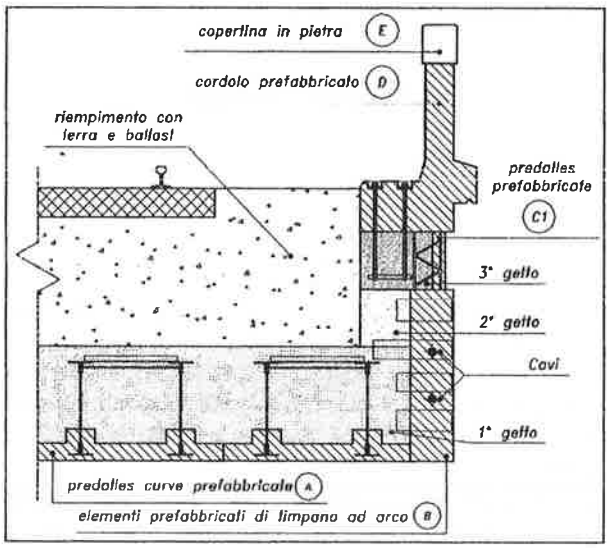


Fig. 7

Questi elementi chiudono lateralmente il getto e completano l'intradosso dell'arcata essendo disposti in aderenza alla suola delle predalles ad arco.

Dalla superficie interna emergono apposite armature di collegamento ai getti in opera che sono state utilizzate in fase di installazione anche come legature ai tralicci in carpenteria metallica con funzione stabilizzante di ancoraggio trasversale.

I paramenti prefabbricati ad arco sono stati realizzati in due metà e successivamente solidarizzati a piè d'opera, prima del montaggio in quota, mediante tesatura di cavi corti da precompressione passanti in apposite guaine predisposte su un tratto di lunghezza pari a 3.40 m centrato in chiave.

Sulle arcate si impostano i muri laterali di chiusura da 50 cm di spessore, con funzione di contenimento del riempimento in ballast che costituisce il piano su cui si sviluppano i binari della linea ferroviaria

I muri, aventi altezza variabile da un minimo di 40 cm in chiave sino a circa 5.00 m verso le imposte, aggettano direttamente dall'estradosso delle arcate cui sono solidarizzate alla base mediante apposite armature di ripresa. Sono stati realizzati giunti passanti verticali in modo da evitare che le pareti laterali potessero contribuire alla statica longitudinale delle campate realizzando uno schema misto ad arco-trave difforme da quello ad arco puro previsto in progetto.

Le pareti laterali di contenimento del ballast sono mutuamente connesse e irrigidite da traversi precompressi. Le testate a tendere dei cavi sono alloggiate in appositi ringrossi disposti sui lati dei traversi ed accessibili dall'interno dell'impalcato prima di procedere al riempimento in ballast.

Anche il paramento esterno dei muri laterali è stato realizzato mediante pannelli prefabbricati (elementi tipo C) ad altezza variabile, aventi funzione di contenimento del getto.

Il paramento di ogni singola campata è stato suddiviso in 8 campiture, sagomate con raccordi curvi al lembo inferiore in modo da riprendere il profilo degli elementi di tipo B precedentemente installati (Fig. 8).

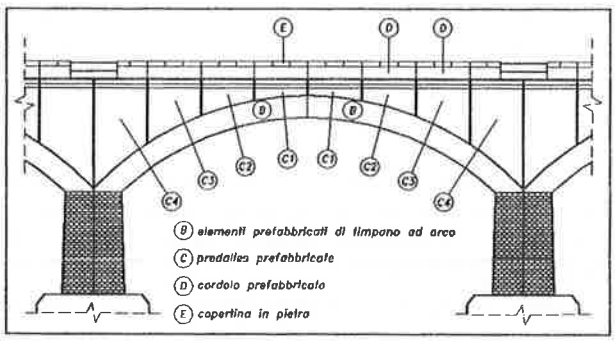


Fig. 8

Le campiture sono realizzate essenzialmente mediante lastre prefabbricate in c.a. da 9 cm di spessore, attrezzate con tralicci in armatura con funzione irrigidente durante le fasi transitorie in cui funzionano come fermagetto trasversale.

In sommità ai muri di contenimento si impostano i cordoli parapetto del ponte (elementi D), prefabbricati su moduli di larghezza pari a circa 2.90 m.

I cordoli sono stati montati a secco e fissati mediante serraggio di 3 coppie di tirafondi, predisposti nel getto dei muri, per ogni singolo modulo.

Tale sistema di fissaggio, oltre a velocizzare l'installazione, consente agevolmente l'eventuale rimozione e sostituzione dei cordoli in future operazioni di manutenzione.

Ogni arco si configura staticamente come incastrato alle pile sottostanti.

Le pile (Fig. 9) si sviluppano per 5.50 m in altezza, dalla quota di spiccato sui plinti di fondazione sino alla quota d'imposta degli impalcati. Presentano sezione compatta di larghezza trasversale pari a 9.55 m e sono sagomate con profilo idraulico caratterizzato da

raccordi curvilinei alle estremità. In direzione longitudinale presentano larghezza più ridotta, variabile da 3.00 m in sommità sino a 3.30 m alla base.

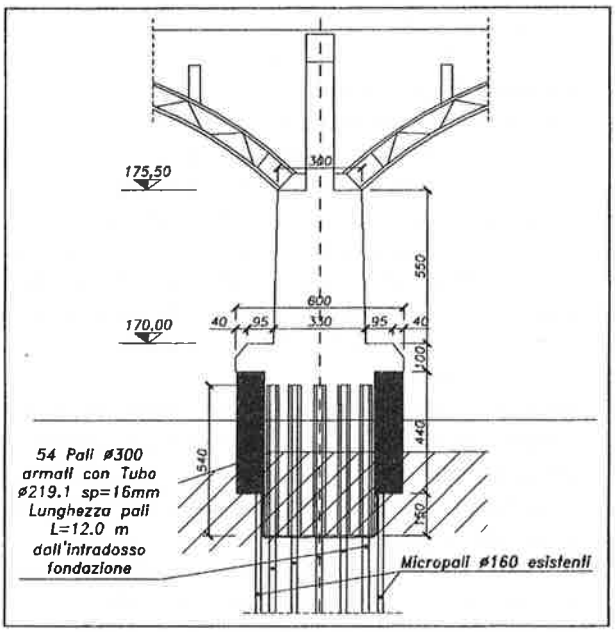


Fig. 9

I plinti di fondazione anch'essi sagomati con raccordi alle estremità hanno una larghezza complessiva di 11.60 m per una larghezza massima di circa 6.00 m ed insistono su pali approfonditi sino a 12.00 m nel substrato.

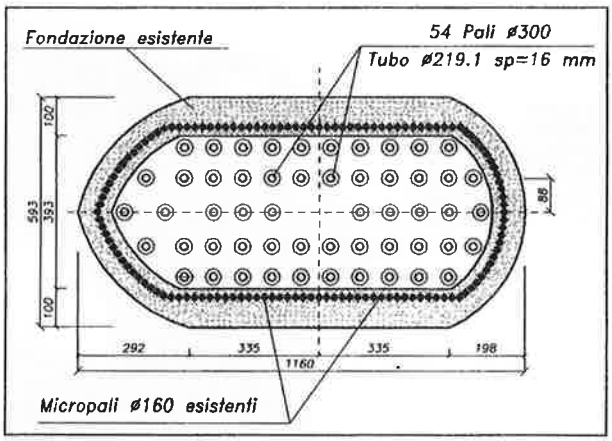


Fig. 10

L'altezza dei plinti, variabile in funzione del profilo di fondo alveo, presenta valore minimo pari a 6.90 m, in corrispondenza della pila n°7, sino ad un massimo di 9.35 m in corrispondenza della pila centrale n° 6.

I plinti sono approfonditi circa 1.50 m rispetto al fondo alveo in modo da essere incassati nella marna integra realizzando, già solo per contatto diretto, un affidabile contrasto alle azioni orizzontali.

Ogni blocco di fondazione insiste su 54 pali di piccolo diametro ϕ 300 mm (Fig. 10) armati con profili tubolari ϕ 219.1 sp. 16 mm, che sono stati eseguiti operando dall'isola di lavoro realizzata alla quota di sommità dei plinti. Allo scopo di garantire la perfetta aderenza dei profili tubolari in carpenteria metallica alla miscela cementizia si sono realizzati dei risalti regolari mediante saldatura di una spirale esterna in acciaio nervato (Fig. 11).

La testa dei pali è stata inoltre attrezzata con armature sagomate d'ancoraggio al plinto in modo da garantire anche il funzionamento bilatero dei confronti delle azioni ribaltanti (frenatura dei convogli ferroviari, spinta dell'acqua, etc.) che avrebbero potuto potenzialmente produrre azioni locali di trazione.

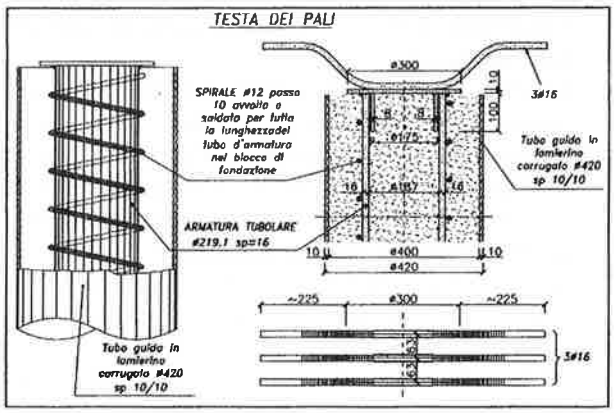


Fig. 11

A completamento dell'intervento si è proceduto anche al consolidamento delle pile spalle, n° 4 e n° 8, che delimitavano la tratta da ricostruire (Fig. 12).

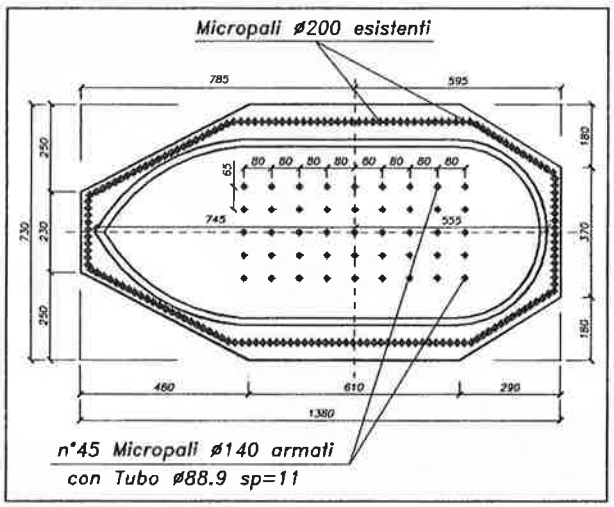


Fig. 12

Il consolidamento è stato effettuato con micropali realizzati dalla quota del rilevato ferroviario mediante attraversamento a vuoto del ballast e perforazione del fusto delle pile e dei plinti di fondazione.

4. MODALITA' COSTRUTTIVE

Le lavorazioni si sono sviluppate secondo le fasi qui di seguito riassunte:

- realizzazione dell'isola di lavoro impostata alla quota di estradosso delle fondazioni del ponte;
- demolizione delle campate immediatamente adiacenti a quelle crollate. La demolizione è stata effettuata procedendo al taglio delle arcate con le macchine operatrici collocate in sicurezza in sommità alle pile spalle che delimitavano la tratta d'intervento (Fig. 13);
- demolizione delle pile sino alla quota di spiccato dalle fondazioni;
- demolire parziale dei plinti adiacenti alla pila crollata, che sono stati "svuotati" nella parte centrale in modo da mantenere dei gusci perimetrali dello spessore di circa 1.00 m delimitati all'interno dai vecchi micropali di consolidamento (Fig. 14). La crosta residua, peraltro chiodata al fondo alveo dai micropali, veniva a costituire una sorta di cassero utile al getto del nucleo centrale che costituiva il nuovo plinto.
- per la pila crollata, ove peraltro non erano stati realizzati nel tempo interventi di consolidamento, venne creato ex novo, in analogia alle altre, un guscio cassero di protezione mediante iniezioni cementizie effettuate dall'isola di lavoro;
- preventiva stabilizzazione del fondo scavo con iniezioni di miscela cementizia, onde evitare fenomeni di sifonamento;
- completo assemblaggio delle gabbie d'armatura fuori opera, attrezzate con i tubi guida in lamierino corrugato per la successiva trivellazione dei pali mediante attraversamento a vuoto dei plinti (Fig. 15). Ciò ha richiesto una accurata preparazione delle gabbie che sono state opportunamente irrigidite e controventate in modo da garantirne il perfetto assetto durante le fasi di sollevamento e movimentazione;
- approfondimento dello scavo all'interno dei gusci cassero procedendo con le macchine operatici collocate sull'isola di lavoro;
- installazione delle gabbie centrate nei gusci di protezione e getto dei plinti;
- perforazione e scavo dei pali di fondazione con attraversamento a vuoto dei plinti già realizzati;
- installazione armature tubolari e getto dei pali;
- completamento dei plinti nella zona di sommità con predisposizione delle riprese per le pile in elevazione;
- armatura e getto delle pile;
- controllo delle quote e posizionamento delle predalles ad arco di grande formato;

Fig. 13

- installazione degli elementi prefabbricati curvi di paramento, armatura e getto degli archi portanti;
- montaggio in quota dei pannelli verticali di timpano esterno dei muri di contenimento impostati trasversalmente ai lati delle arcate (Fig.16).
- armatura dei muri e dei traversi di collegamento Fig. 17), getto e successiva precompressione dei traversi.
- impermeabilizzazione all'interno delle arcate e riempimento con materiale selezionato per realizzare il piano di imposta della linea ferroviaria;
- installazione dei cordoli prefabbricati e finiture.

Fig. 14

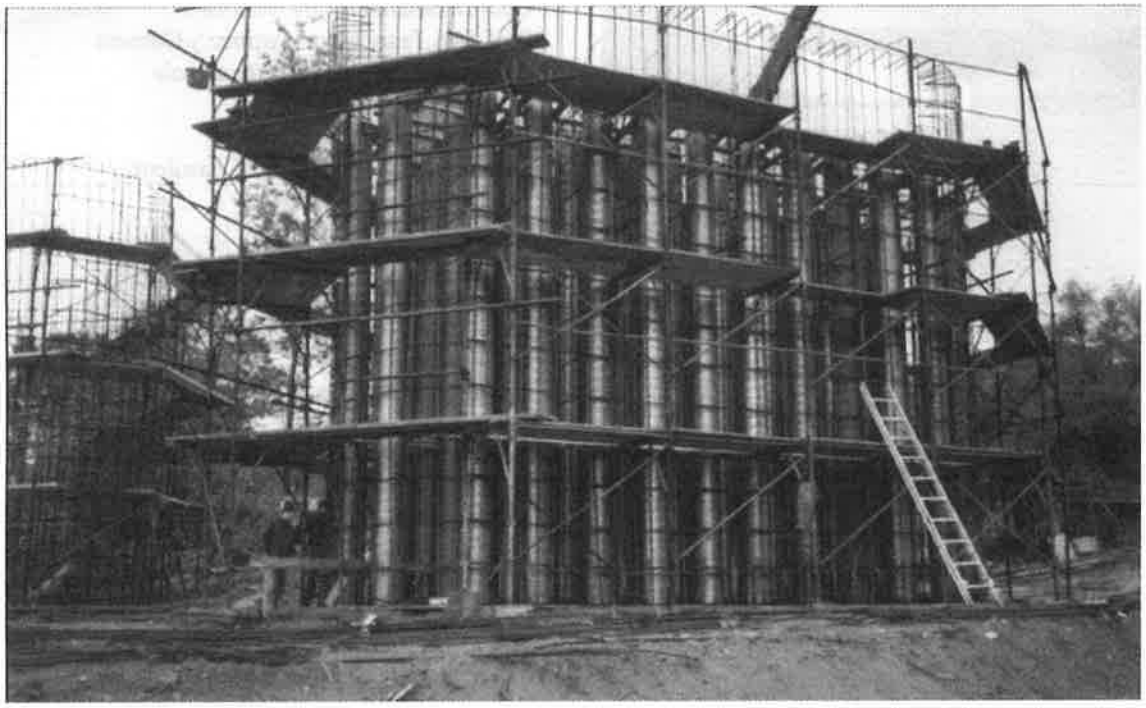


Fig. 15

Fig. 16

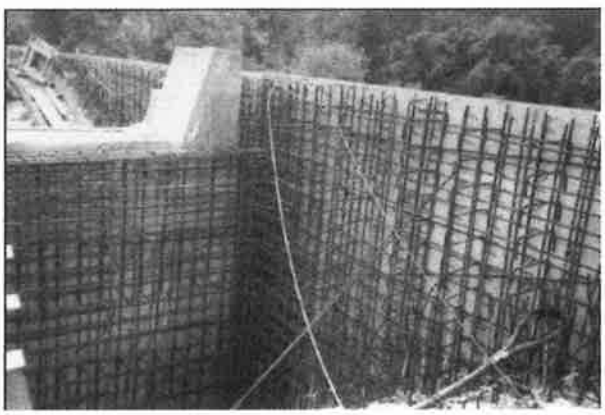


Fig. 17

5. CONCLUSIONI

Il tema progettuale di ricostruzione del ponte crollato è stato interpretato adottando soluzioni rivolte prioritariamente alla riduzione dei tempi di esecuzione ed alla minimizzazione delle opere provvisionali in alveo.

Tale scelta è risultata particolarmente centrata anche in considerazione del fatto che, durante lo svolgimento dei lavori, il cantiere è stato interessato da una piena del Po prima del completamento delle campate (Fig. 18).

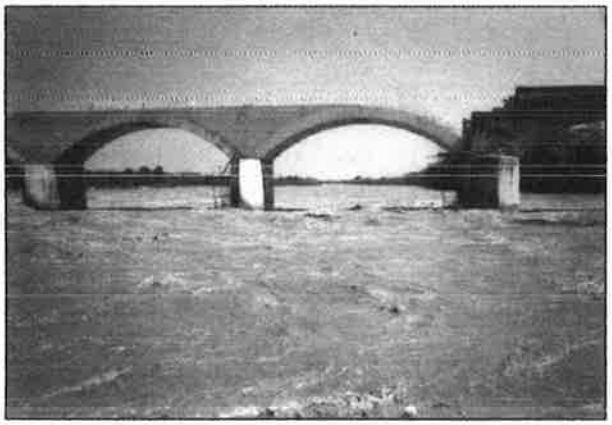


Fig. 18

Tuttavia poiché gli elementi in quota erano stati progettati per essere autoportanti durante tutte le fasi transitorie di costruzione, l'opera non ne ha risentito ed è stata agevolmente ultimata (Fig. 19) appena le condizioni del fiume lo hanno consentito.

Per quel che concerne i materiali impiegati si richiamano i seguenti quantitativi messi in opera per impalcati, pile e fondazioni:

cls. fondazioni $R_{ck} \geq 30N/mm^2$	1.000 mc
cls. pile ed arcate $R_{ck} \geq 35N/mm^2$	1.630 mc
acciaio per armatura convenzionale	268.000 kg
acciaio per predalles ad arco	50.300 kg
micropali ϕ 140 mm	2.160 ml
pali di piccolo diametro ϕ 300 mm	2.000 ml
armatura pali e micropali	370.000 kg

Hanno partecipato alla realizzazione dell'opera:

Committente:
F.S. S.p.A. ASA RETE – Zona territoriale Nord-Ovest
Progetto:
Coordinamento e supervisione
Prof. ing. Francesco Martinez y Cabrera
Progettazione e calcolo strutturale
Dott. ing. Roberto Gentile
Consulenza Geotecnica:
Lombardi Italia Ingegneri Consulenti
Dott. ing. Ivano Barilli
Direzione dei Lavori:
Dott. ing. Gianfranco Pometto
Dott. ing. Antimo Squeglia
(F.S. S.p.A. – Ufficio Opere Civili Torino)
Impresa esecutrice:
Fabiani S.p.A. – Dalmine (BG)
Direzione tecnica:
Dott. ing. Vittorio Castelli (Fabiani S.p.A.)
Dott. ing. Carlo Trasatti (Fabiani S.p.A.)
Collaudatore statico:
Dott. ing. Luigi Gambardella

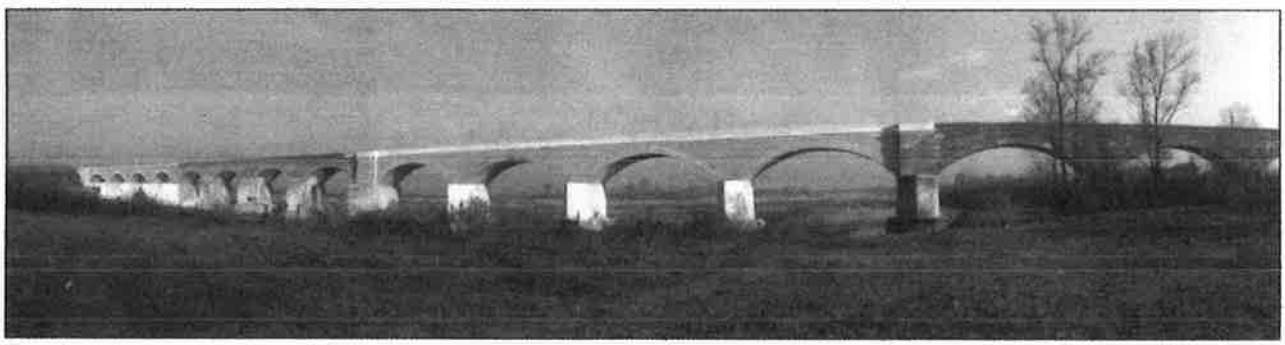


Fig.19

SPERIMENTAZIONE DINAMICA E MODELLAZIONE STRUTTURALE DI UN PONTE A TRAVATA IN C.A.P.

Carmelo Gentile[1], Roberto Gentile[2], Angelo Valsecchi[3]

[1] Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.
[2] Libero Professionista, Milano.
[3] Settore Viabilità e Protezione Civile, Provincia di Lecco.

SOMMARIO

Viene presentato uno studio teorico e sperimentale sul comportamento dinamico di un ponte a travata in c.a.p., di recente realizzazione sul nuovo raccordo tra l'attraversamento di Lecco e la Valsassina. La struttura, avente schema statico di trave in semplice appoggio su una luce centrale di 27.0 m, è caratterizzata dalla presenza di contrappesi laterali a sbalzo dagli appoggi della lunghezza di 5.0 m ciascuno.

I risultati della indagini dinamiche e la successiva correlazione con modelli teorici hanno consentito di evidenziare un considerevole effetto irrigidente esercitato dal manto d'asfalto a tergo degli sbalzi laterali, soprattutto in corrispondenza del lato della struttura ove l'allineamento degli appoggi è non scorrevole in senso longitudinale.

SUMMARY

This paper examines the dynamic behaviour of a p.c. bridge by using both experimental and theoretical (finite element) methods. The bridge was recently completed on the new roadway connecting the town of Lecco to the Valsassina. The bridge includes a simply supported central span, 27.0 m long, and two cantilevers extending from the main span, for a total length of 37.0 m.

The dynamic test results, the experimental modal analysis and the successive correlation with theoretical models highlight a remarkable stiffening effect exerted by the asphalt surface in the neighbourhood of the cantilevers, especially on the side of the bridge where the longitudinal displacements are prevented from the support system.

1. INTRODUZIONE

Il lavoro presenta uno studio teorico–sperimentale sul comportamento dinamico di un ponte a travata in c.a.p., di recente realizzazione sul nuovo raccordo tra l'attraversamento di Lecco e la Valsassina. Il sistema, progettato con la consulenza strutturale del Prof. F. Martinez y Cabrera (1929-2000), ha sviluppo di 37.0 m e presenta schema statico di trave in semplice appoggio su una luce centrale di 27.0 m con due sbalzi laterali d'estremità, della lunghezza di 5.0 m ciascuno.

Nell'ambito di un moderno programma di monitoraggio e manutenzione, l'ente gestore (Provincia di Lecco) ha progettato di eseguire il controllo periodico del ponte (e di altre opere d'arte poste sul medesimo tracciato) mediante indagini dinamiche in scala reale.

Durante le indagini, condotte prima dell'apertura al traffico dell'opera, sono state effettuate registrazioni digitali delle vibrazioni indotte dal transito ripetuto di un automezzo pesante; inoltre, il passaggio sugli sbalzi del veicolo di prova in uscita dal ponte ha consentito di generare, senza ulteriori particolari accorgimenti, significativi eventi d'oscillazione libera.

Nel lavoro, dopo aver descritto la sperimentazione e le tecniche di analisi del segnale utilizzate, sono riportati i risultati dell'analisi modale sperimentale, effettuata con metodologie differenti in funzione del tipo di segnale analizzato [2], [4]–[7].

L'analisi dei segnali registrati ha consentito l'individuazione e la classificazione di 3 modi principali di vibrare, nell'intervallo di frequenza 0–12 Hz; le frequenze naturali dei modi identificati (in particolare, quelle

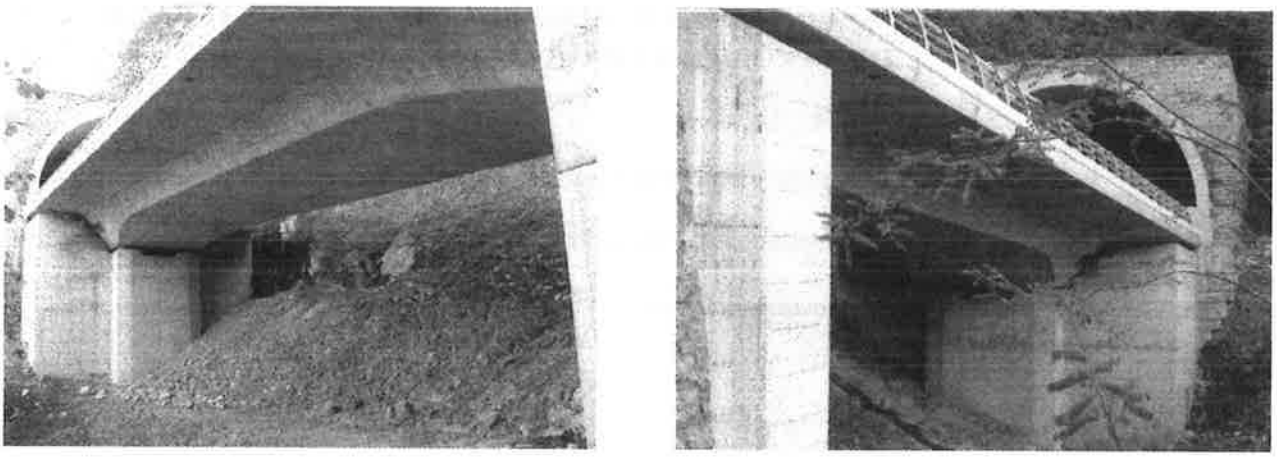


Fig. 1 Viste del ponte analizzato

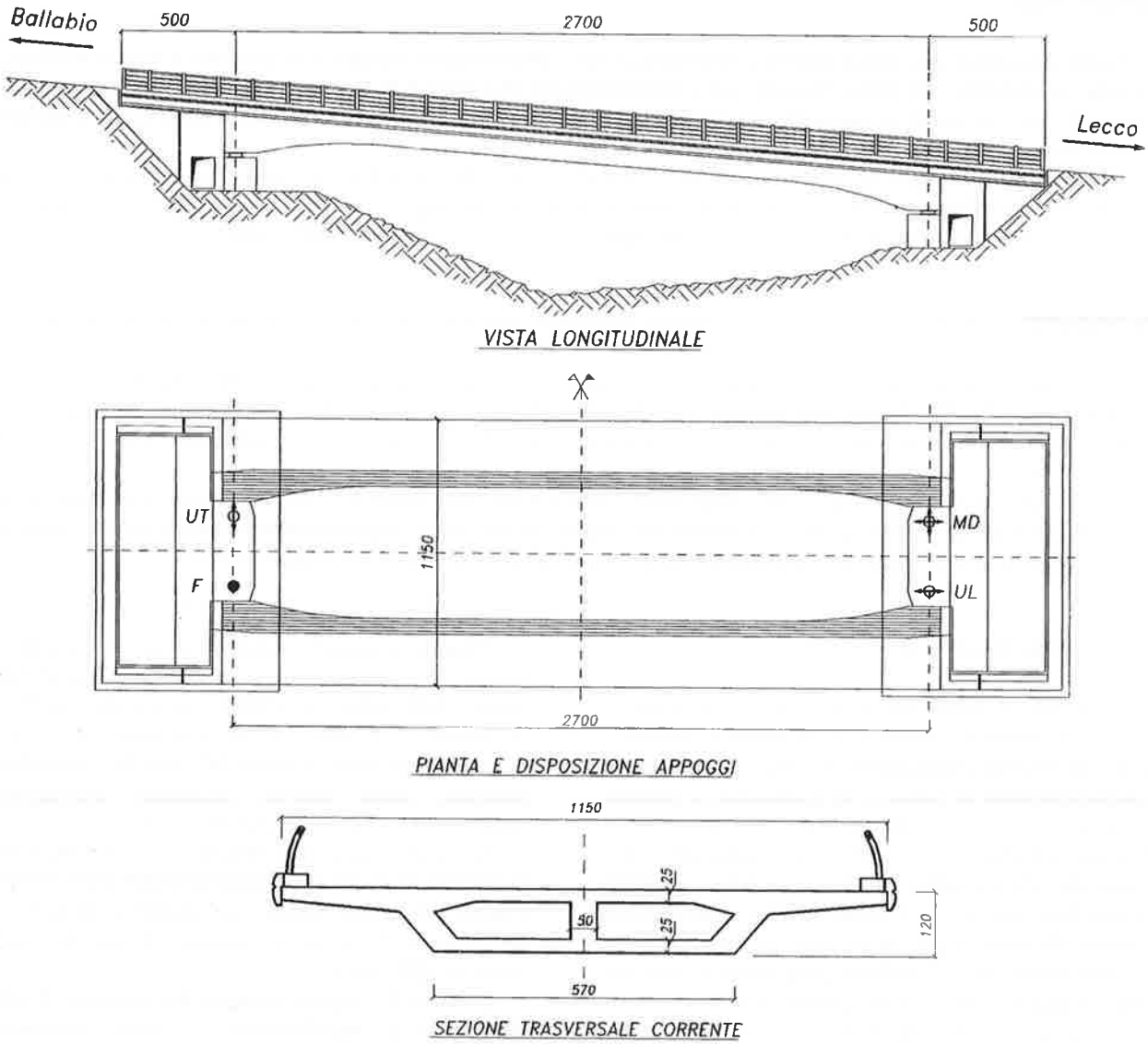


Fig. 2 Vista longitudinale, pianta, disposizione degli appoggi e sezione trasversale corrente

relative ai modi flessionali verticali) sono subito apparse sensibilmente superiori ai valori attesi. L'analisi di alcune peculiarità esibite dai segnali registrati e delle deformate modali individuate hanno evidenziato la presenza di effetti irrigidenti, di natura presumibilmente non strutturale, in corrispondenza degli sbalzi d'estremità del ponte.

In base all'ispezione visiva della struttura, il suddetto effetto irrigidente sembra potersi associare – come sarà più evidente nel seguito – alla disposizione del manto d'asfalto sugli sbalzi terminali. Al fine di dar supporto a tale ipotesi e quantificare il fenomeno da un punto di vista ingegneristico, si è cercato di rappresentare l'effetto irrigidente osservato nell'ambito di un modello teorico ad elementi finiti mediante elementi elastici verticali (molle) applicati ai bordi superiori delle sezioni estreme d'impalcato; i valori delle costanti elastiche sono stati valutati, unitamente al modulo elastico medio dell'impalcato, in modo da rendere minima la differenza tra le frequenze naturali calcolate e misurate mediante il classico approccio di Douglas-Reid [3]. Il modello così concepito ed aggiornato è effettivamente risultato in grado di interpretare e riprodurre in modo accurato il complesso dei parametri modali dell'opera.

2. DESCRIZIONE DEL PONTE

Il ponte analizzato (Figg. 1-2) fa parte del nuovo raccordo in via di realizzazione tra l'attraversamento di Lecco e la Valsassina, interessando la tratta tra Poggi di Lecco e Ponte del Lupo.

La struttura è stata realizzata per getto in opera di un impalcato in c.a.p. con sezione a cassone ed intradosso a profilo variabile (Fig. 2). L'impalcato, avente pendenza longitudinale costante pari all'8%, è precompresso in opera con cavi post–tesi in trefoli di acciaio armonico. La precompressione longitudinale è stata effettuata mediante 12 cavi da n° 22 trefoli del tipo 0.6" super.

Il manufatto, originariamente previsto della dimensione di 40.0 m [8], si sviluppa per una lunghezza effettiva di 37.0 m e si configura staticamente in semplice appoggio sulla luce centrale di 27.0 m, con sbalzi laterali d'estremità della lunghezza di 5.0 m.

Uno degli aspetti caratterizzanti la struttura in esame consiste nell'avere attrezzato l'impalcato con due massicci contrappesi di estremità. Tali contrappesi, gravando sugli sbalzi terminali, consentono di ridurre l'impegno statico delle zone centrali in campata con conseguente contenimento dell'altezza strutturale. I contrappesi presentano sezione rettangolare compatta con altezza variabile, in funzione della pendenza longitudinale, da circa 2.70 m a circa 3.70 m. Entrambi i contrappesi hanno dimensione longitudinale di 2.50 m e sono alloggiati nelle spalle, configurate in modo da realizzare un vano scatolare chiuso dai muri perimetrali laterali e dal muro para–terra posteriore.

Il profilo longitudinale d'impalcato è caratterizzato da una sagomatura con raccordi curvilinei nei due tratti laterali verso gli appoggi, come mostrato in Figg. 1-2.

La larghezza complessiva d'impalcato è pari a 11.50 m, di cui i 10.50 m centrali utili al transito degli autoveicoli in marcia; il piano viabile è delimitato lateralmente da due cordoli aventi larghezza di 50.0 cm e spessore di 25.0 cm sul piano della soletta (Fig. 2).

La sezione trasversale corrente è a cassone bi–cellulare con nervatura centrale verticale e nervature laterali inclinate di 49° sull'orizzontale. La sezione d'impalcato presenta altezza variabile tra 1.20 m (tratto centrale) e 2.00 m (tratti terminali di raccordo verso le spalle). In corrispondenza degli assi d'appoggio la sezione trasversale diventa compatta con riempimento strutturale delle celle di alleggerimento, realizzando una sorta di traverso in spessore d'impalcato per una larghezza di 1.80 m in senso longitudinale, pari alla larghezza del basamento di appoggio sulla spalla.

Proseguendo verso le zone terminali, il profilo laterale inclinato della sezione trasversale viene inglobato in un blocco compatto di forma rettangolare avente larghezza costante pari a m 9.90.

La disposizione degli appoggi, illustrata in Fig. 2, è quella classica per un ponte ad una sola campata con:

a) un appoggio fisso ed un appoggio unidirezionale trasversale allineati sul lato Ballabio;
b) un appoggio mobile multi–direzionale ed un appoggio unidirezionale longitudinale allineati sull'opposto lato Lecco.

3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Prima dell'esecuzione dei rilievi dinamici sulla struttura in scala reale, è stato sviluppato un modello ad elementi finiti del ponte al fine sia di definire una ragionevole disposizione della strumentazione di misura sia di avere una valutazione preliminare dei valori attesi dei parametri modali. Il modello, implementato nell'ambito del classico codice di calcolo NE/NASTRAN [11], è stato sviluppato in base ai disegni esecutivi di progetto ed a specifiche verifiche dimensionali condotte in sito.

Data la particolare geometria dell'impalcato, avente sezione massiccia nelle zone laterali a sbalzo e sezione a cassone nella parte centrale, lo sviluppo del modello è stato condotto mediante l'utilizzo di elementi solidi ("*brick*") a 20 nodi. Il modello consta di 8498 nodi e 1322 elementi, con un numero complessivo di 25486 gradi di libertà.

A titolo d'esempio, assumendo per il calcestruzzo di

impalcato i seguenti valori delle caratteristiche elastiche:

$$E_C = 34.0 \text{ GPa}$$

$$\nu_C = 0.20$$

sono state ottenute le forme modali illustrate in Fig. 3, ove i primi due modi risultano di natura flessionale, con frequenze rispettivamente pari a 2.43 e 6.69 Hz, ed il terzo modo è di tipo torsionale, con frequenza di 8.35 Hz. L'analisi è stata, inoltre, ripetuta per valori del modulo elastico E_C compresi tra 30.0 e 40.0 GPa, onde stimare la dipendenza e la sensibilità dei parametri modali rispetto ad E_C ; in tal modo operando, si sono ottenute le seguenti delimitazioni per le frequenze dei primi tre modi di vibrare:

$$2.28 \text{ Hz} \leq f_1 \leq 2.63 \text{ Hz}$$

$$6.29 \text{ Hz} \leq f_2 \leq 7.26 \text{ Hz}$$

$$7.84 \text{ Hz} \leq f_3 \leq 9.06 \text{ Hz}$$

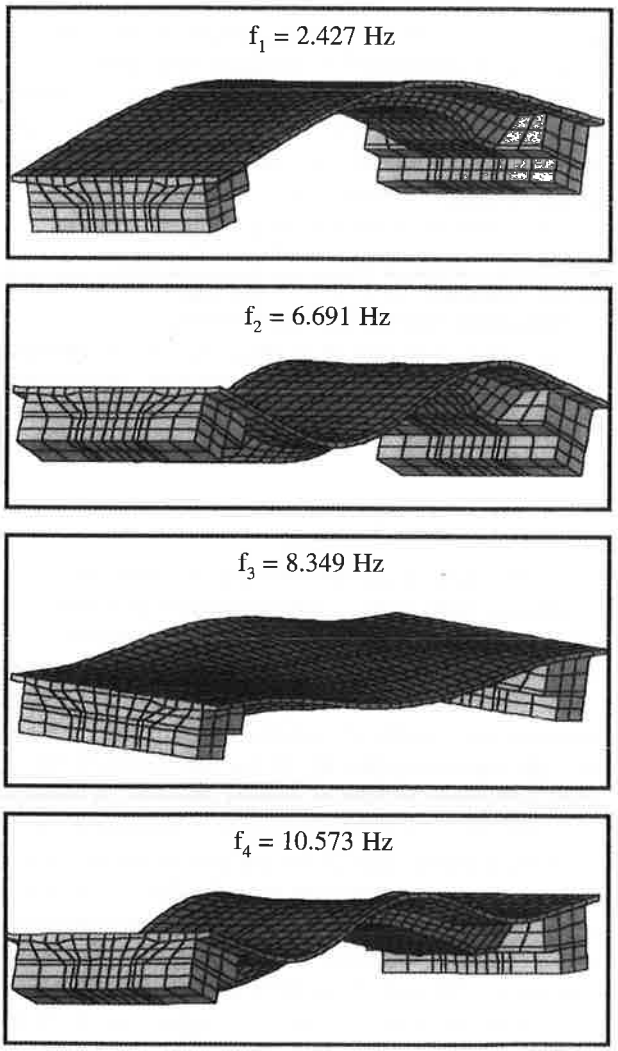


Fig. 3 Deformate modali teoriche

4. SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED ANALISI DEI SEGNALI REGISTRATI

4.1 Descrizione delle prove dinamiche

Durante le indagini dinamiche, la risposta strutturale è stata rilevata mediante accelerometri piezoelettrici WR-731A dotati di modulo d'alimentazione WR-P31. L'ubicazione e l'orientamento della strumentazione di misura è illustrata in Fig. 4; durante le prove, sono stati contemporaneamente utilizzati 12 accelerometri, essendo i sensori A07 ed A08 di Fig. 4 comuni alle due sessioni di misura necessarie per coprire le 22 posizioni di rilievo previste. Il programma di prova ha richiesto una giornata per ciascuna configurazione di misura.

Dal momento che le prove sono state condotte prima dell'apertura al traffico del manufatto, la normale condizione d'esercizio è stata simulata (fino ad ottenere la lunghezza desiderata dei segnali registrati) sia mediante il transito ripetuto di un autocarro da 320 kN (Fig. 5) sia sfruttando in modo organizzato il traffico dei numerosi autoveicoli leggeri e pesanti in transito per il cantiere.

La risposta è stata registrata con un passo temporale Δt=0.005 s.

Durante l'indagine sperimentale si è osservato che il transito dell'automezzo di prova in uscita dal ponte sullo sbalzo lato Lecco determinava significative code di vibrazione libera nella struttura; è stato così possibile, senza ulteriori particolari accorgimenti, registrare un cospicuo numero di eventi di oscillazione libera.

Va, inoltre, rilevato che così come il fenomeno di vibrazione libera verticale della struttura risultava evidente e significativo per effetto del transito in uscita sullo sbalzo lato Lecco, ovvero dalla parte degli appoggi scorrevoli longitudinali, allo stesso modo risultava palese la repentina caduta del livello di vibrazione al transito in uscita sul lato opposto, sede degli appoggi fissi.

4.2 Analisi delle vibrazioni ambientali

La valutazione dei parametri modali dai dati ambientali è stata condotta mediante le tecniche spettrali classiche [2], basate sul calcolo delle densità autospettrali $S_{pp}(f)$ e spettrali incrociate $S_{pq}(f)$. In particolare, tali funzioni sono state stimate utilizzando il noto metodo del periodogramma modificato di Welch [13] con:

1. sequenze temporali di 4096 campioni, così da avere una risoluzione in frequenza di 0.0488 Hz giudicata ampiamente sufficiente nel caso considerato, non essendo attesi modi con frequenze ravvicinate;
2. il 66.7% di sovrapposizione tra le sequenze;

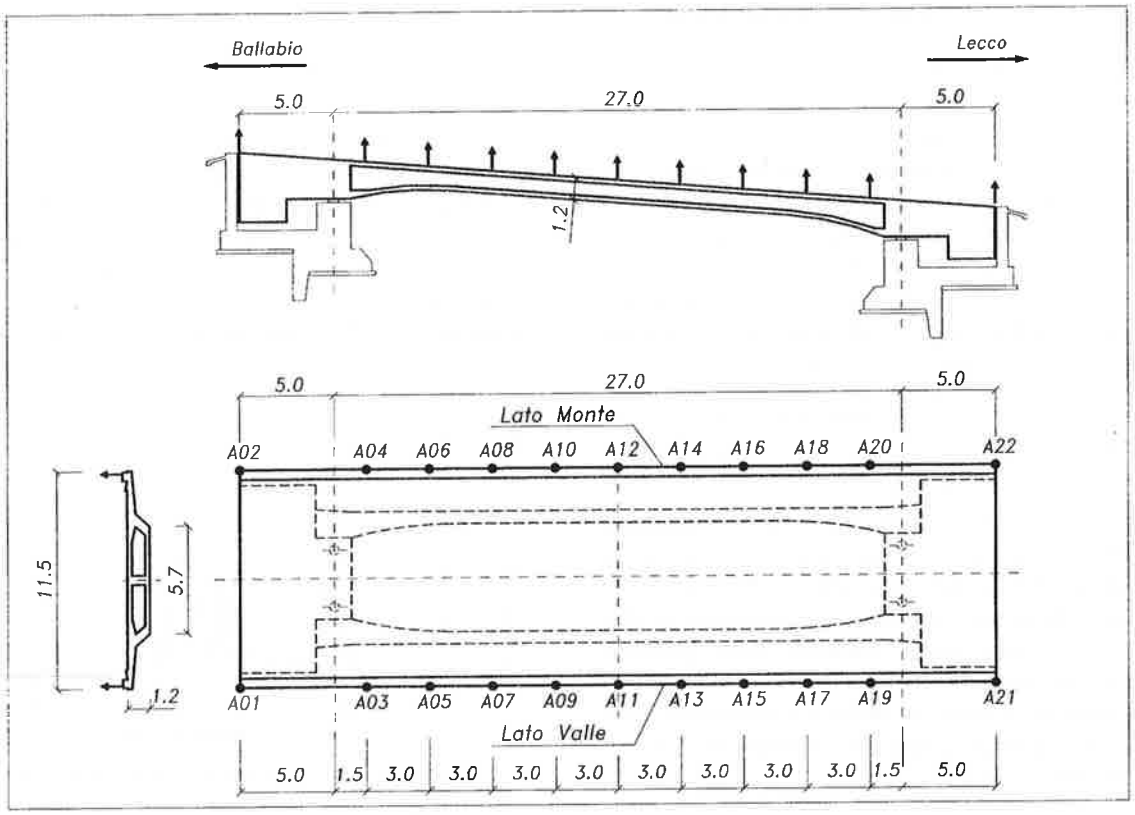


Fig. 4 Disposizione ed orientamento degli accelerometri

Fig. 5 Transito dell'automezzo di prova

3. un numero di medie pari a 85.

Unitamente alla stima di autospettri e cross-spettri, è stato effettuato il calcolo delle funzioni di coerenza [2]:

$$\gamma^2_{pq}(f) = \frac{|S_{pq}(f)|^2}{S_{pp}(f)\, S_{qq}(f)} \qquad (1)$$

al fine di valutare la qualità delle registrazioni (in relazione alla presenza di rumore) e di avere ulteriore conferma sulla posizione delle frequenze naturali; la coerenza, infatti, può assumere valori compresi tra 0 ed 1 e rappresenta, alla generica frequenza, una misura della correlazione esistente tra le ampiezze spettrali di due segnali a tale frequenza. In particolare, in presenza di bassi livelli di rumore, tale funzione tende ad assumere valore unitario in corrispondenza delle frequenze proprie del sistema.

4.3 Analisi delle vibrazioni libere

L'analisi preliminare dei segnali di vibrazione libera è stata condotta in modo usuale attraverso la trasformazione nel dominio delle frequenze. Per la vera e propria identificazione dei parametri modali è stata utilizzata la procedura ad errore d'uscita ("*output-error*") nel dominio del tempo descritta in [5].

4.4 Confronto e correlazione tra le forme modali

Una volta ultimata l'analisi modale sperimentale in base all'interpretazione dei dati registrati, la correlazione tra le forme modali ottenute dai segnali di vibrazione libera ed ambientale è stata valutata sia mediante i ben noti "*Modal Assurance Criterion*" [1] (*MAC*) e "*Coordinate Modal Assurance Criterion*" [9] (*COMAC*), sia mediante l'indice denominato "*Normalised Modal Difference*" [12], [10] (*NMD*). Quest'ultima grandezza è molto semplice da calcolare in quanto legata al *MAC* dalla seguente relazione:

$$NMD\,(\phi_{A,k},\phi_{B,j}) = \sqrt{\frac{1 - MAC\,(\phi_{A,k},\phi_{B,j})}{MAC\,(\phi_{A,k},\phi_{B,j})}} \qquad (2)$$

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

Naturalmente, i medesimi indici di correlazione sono stati utilizzati anche per guidare il confronto tra le forme modali teoriche e sperimentali.

5. COMPORTAMENTO DINAMICO DEL PONTE

L'analisi dei dati disponibili ha condotto ad identificare 3 modi di vibrare nell'ambito di frequenze 0–12 Hz. I risultati delle analisi in termini di frequenze naturali possono riassumersi attraverso i diagrammi spettrali illustrati in Figg. 6-7. In particolare, la Fig. 6 illustra gli autospettri dei segnali ambientali registrati in corrispondenza dei punti di misura A08 ed A15 (cfr. Fig. 4), laddove gli spettri di Fourier delle accelerazioni registrate nelle medesime posizioni durante un evento di vibrazione libera sono riportati in Fig. 7.

Le curve spettrali di Figg. 6-7 mostrano chiaramente tre picchi molto ben definiti, che ben si corrispondono sia tra le due posizioni considerate sia tra i due tipi di acquisizione (vibrazione libera ed ambientale).

L'andamento delle forme modali corrispondenti è rappresentato in Fig. 8. Si osserva che il primo ed il terzo modo identificato coinvolgono flessione verticale d'impalcato (DV^+) laddove il secondo è un modo torsionale (DV^-).

Il confronto tra le stime ottenute dai dati di vibrazione libera (FVT) ed ambientale (AVT) è illustrato quantitativamente in Tab. 1 ove, unitamente alla classificazione dei modi identificati, sono riportati:

a) le frequenze naturali identificate e il valore assoluto della differenza percentuale Δ:

$$|\Delta| = \left|\frac{f_{FVT} - f_{AVT}}{f_{FVT}}\right| \qquad (3)$$

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

Come si può osservare, i valori riportati in Tab. 1 mostrano un buon accordo tra i valori delle frequenze proprie ottenuti dall'analisi delle vibrazioni libere ed ambientali; una corrispondenza analoga (con valori assai contenuti di *NMD*) è stata ottenuta per le forme modali.

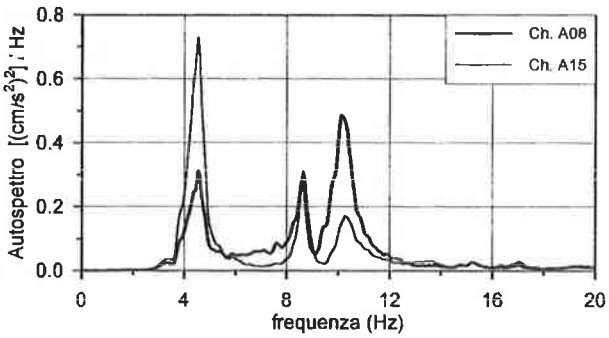


Fig. 6 Autospettri (vibrazioni ambientali) dei segnali registrati in A08 e A15

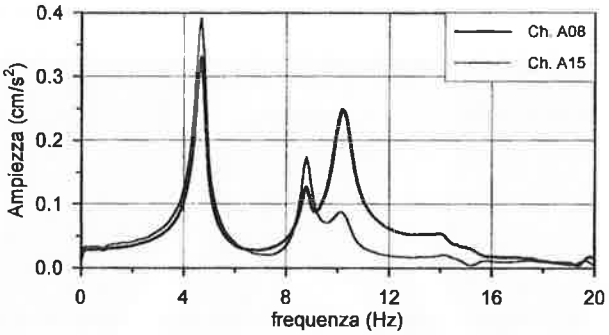


Fig. 7 Spettri di Fourier (vibrazioni libere) dei segnali registrati in A08 e A15

Modo Tipo	f_{FVT} (Hz)	f_{AVT} (Hz)	$\lvert\Delta\rvert$ (%)	*MAC*	*NMD* (%)
$DV1^+$	4.707	4.509	4.41	0.9994	2.35
$DV1^-$	8.758	8.750	0.08	0.9993	2.69
$DV2^+$	10.189	10.166	0.23	0.9988	3.43

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

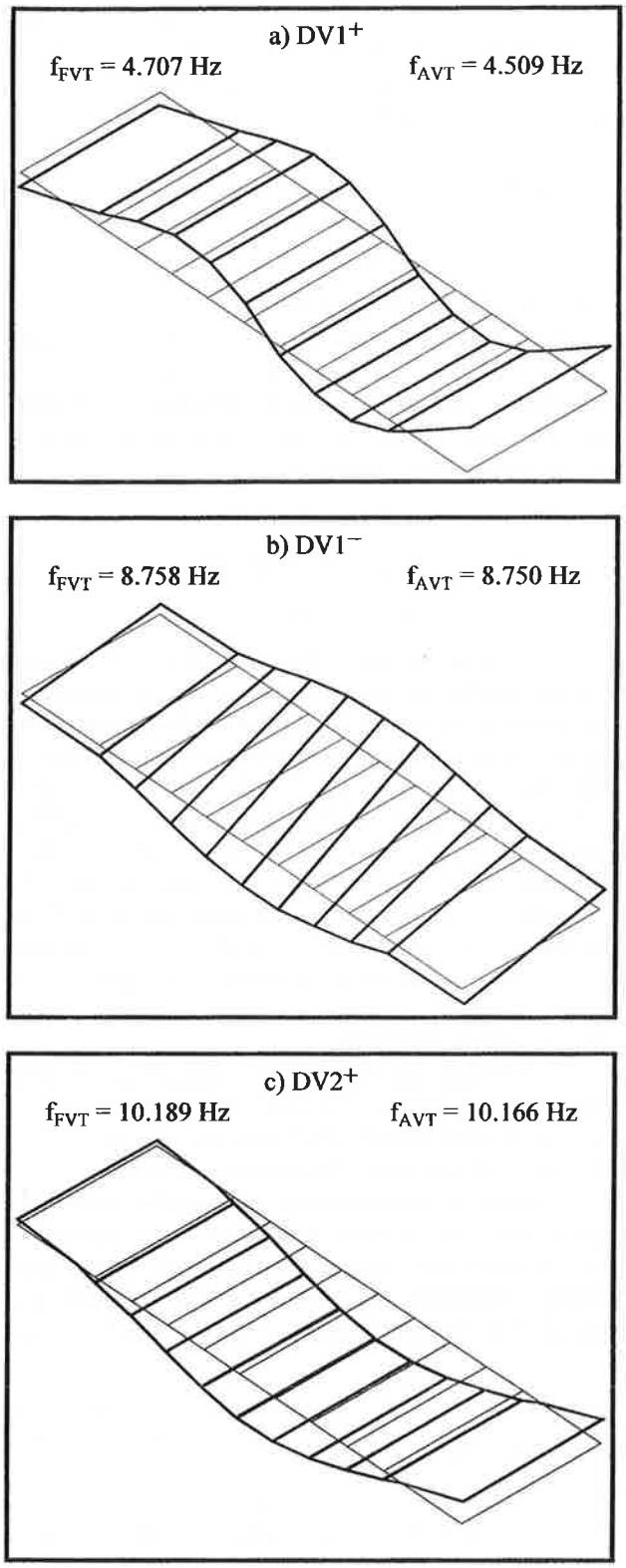


Fig. 8 Forme modali identificate

I risultati dell'analisi modale sperimentale conducono alle osservazioni seguenti:

1. i valori delle frequenze proprio ottenuti sperimentalmente sono assai superiori a quelli attesi, soprattutto per ciò che concerne i modi flessionali. Inoltre, considerando la dipendenza (esplorata teoricamente in precedenza) tra le frequenze naturali ed il modulo elastico della struttura la differenza riscontrata appare ben difficilmente riconducibile solo alle caratteristiche elastiche del sistema;
2. i valori di smorzamento identificati durante gli eventi di vibrazione libera (e pari rispettivamente a 3.69%, 2.22% e 3.40% per i tre modi osservati) sono generalmente più elevati di quelli usuali per strutture analoghe in condizioni di prova simili. Ciò induce a pensare alla presenza di meccanismi di dissipazione di natura non solo strutturale;
3. le forme modali riportate in Fig. 8 appaiono qualitativamente in buon accordo con quelle attese. È, tuttavia evidente che – soprattutto relativamente al modo fondamentale – lo sbalzo lato Ballabio subisce nella realtà spostamenti assai più contenuti di quelli previsti in via teorica. A questa osservazione fa riscontro quanto già richiamato precedentemente circa la difficoltà di osservare significative vibrazioni all'uscita dell'automezzo di prova lato Ballabio, sede degli appoggi fissi.

Tali considerazioni conducono ad ipotizzare un contributo irrigidente (ed anche dissipativo) concentrato soprattutto all'estremità lato Ballabio del ponte. A questo proposito si è rilevato durante le indagini in sito che tra le estremità dei contrappesi ed il muro frontale non è montato giunto d'espansione cosicché l'asfalto del manto stradale occupa l'intercapedine presente a tergo dei contrappesi per qualche decina di centimetri. Inoltre, il manto appare integro e molto compatto sul lato Ballabio ove è presente l'allineamento fisso, laddove fessure ortogonali all'asse stradale sono presenti all'opposto lato Lecco, sede dell'allineamento degli appoggi scorrevoli in direzione longitudinale. In definitiva, considerato lo schema statico con sbalzi laterali, l'asfalto posto a tergo dei contrappesi può effettivamente dar luogo, per effetto della sua rigidezza tangenziale, ad un contributo irrigidente piuttosto rilevante dalla parte degli appoggi non scorrevoli e, probabilmente non trascurabile anche sul lato opposto.

Tale ipotesi appare supportata dalle successive analisi di verifica ed aggiornamento condotte in sede di modellazione teorica.

6. AGGIORNAMENTO DEL MODELLO E.F.

Al fine di verificare la precedente ipotesi di un effetto irrigidente esercitato dall'asfalto a tergo dei contrappesi ed al contempo per cercare di quantificare

questo effetto, il modello numerico della struttura è stato modificato introducendo una distribuzione uniforme di elementi elastici verticali (molle) applicati ai bordi superiori delle sezioni estreme d'impalcato. Denominate k_B e k_L rispettivamente le costanti elastiche delle molle disposte lungo le estremità dei contrappesi lato Ballabio e lato Lecco, i valori di k_B e k_L sono stati valutati, unitamente al modulo elastico medio E_C dell'impalcato, in modo da rendere minima la differenza tra le frequenze naturali calcolate e misurate mediante la procedura di Douglas-Reid [3].

In base a tale approccio, la dipendenza delle frequenze naturali (o generalmente dei parametri modali) di un modello numerico dai parametri strutturali affetti da incertezza X_K ($K=1,2,\ldots, N$) viene approssimata, in un certo intorno dei valori delle X_K, mediante la relazione seguente:

$$f_i^D(X_1, X_2, \ldots, X_N) = C_i + \sum_{K=1}^{N} [A_{iK} X_K + B_{iK} X_K^2] \quad (4)$$

ove f_i^D rappresenta l'approssimazione della i-esima frequenza del modello ed i coefficienti A_{iK}, B_{iK} e C_i sono delle costanti da valutare in base alle dimensioni dell'intorno in cui la (4) è ritenuta valida. L'eq. (4) può, infatti, rappresentare una ragionevole approssimazione dell'effettiva dipendenza dell'i-esima frequenza del modello dai parametri incogniti nell'intorno di un valore base di tali parametri X_K^b ($K=1,2,\ldots, N$) delimitato da limiti inferiori X_K^l e superiori X_K^u ($K=1,2,\ldots, N$):

$$\begin{aligned} X_K^l &\le X_K \le X_K^u \\ X_K^l &= \alpha_K X_K^b \\ X_K^u &= \beta_K X_K^b \end{aligned} \quad (5)$$

I valori delle costanti A_{iK}, B_{iK} e C_i possono, ad esempio, determinarsi calcolando le frequenze naturali f_i^C del modello numerico per $2N+1$ vettori delle incognite e, quindi, facendo uso della (4) nell'ambito di un sistema lineare. In particolare, in [3] viene suggerita la scelta dei valori di calcolo che determina la seguente forma del sistema lineare risolvente:

$$\begin{aligned} f_i^D(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^b) &= f_i^C(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^b) \\ f_i^D(X_1^l, X_2^b, \ldots, X_N^b) &= f_i^C(X_1^l, X_2^b, \ldots, X_N^b) \\ f_i^D(X_1^u, X_2^b, \ldots, X_N^b) &= f_i^C(X_1^u, X_2^b, \ldots, X_N^b) \\ &\ldots \\ f_i^D(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^l) &= f_i^C(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^l) \\ f_i^D(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^u) &= f_i^C(X_1^b, X_2^b, \ldots, X_N^u) \end{aligned} \quad (6)$$

Una volta calcolati i valori dei coefficiente A_{iK}, B_{iK} e C_i, l'espressione (4) delle f_i^D risulta completamente definita e può essere utilizzata per stimare i valori dei parametri incogniti minimizzando nel senso dei minimi quadrati lo scarto rispetto ai valori sperimentali f_i^M:

$$J = \sum_{i=1}^{M} w_i \varepsilon_i^2 \quad (6)$$

$$\varepsilon_i = f_i^M - f_i^D(X_1, X_2, \ldots, X_N) \quad (7)$$

ove w_i rappresenta una costante peso.

Nel caso considerato, la procedura è stata applicata con riferimento a diverse scelte base dei parametri da determinare, ottenendo un minimo della funzione obiettivo (6) (con pesi unitari) in corrispondenza dei seguenti valori dei parametri strutturali:

$$E_C = 34.13 \text{ GPa}$$

$$k_B = 185300 \text{ kN/m}^2$$

$$k_L = 15200 \text{ kN/m}^2$$

Si osserva, in particolare, un valore del modulo elastico medio del tutto consistente con la qualità del calcestruzzo utilizzato (R_{ck} = 40 N/mm^2) per l'impalcato ed un valore sensibilmente più elevato della costante k_B (lato Ballabio) rispetto alla k_L (lato Lecco). Tali valori, seppur suscettibili di ulteriori raffinamenti (ad esempio, assumendo una distribuzione non uniforme degli elementi elastici ovvero ripetendo l'applicazione della procedura di calibrazione utilizzando anche le forme modali come parametri di confronto) consentono, nell'ambito del modello analizzato, di riprodurre in modo accurato il complesso dei parametri modali rilevati sperimentalmente.

Il confronto tra le grandezze modali del modello aggiornato e quelle sperimentali è riportato in:

a) Tab. 2 relativamente alle frequenze naturali;
b) Fig. 9 relativamente alle deformate modali.

L'analisi della correlazione tra i risultati numerici e quelli osservati consente di concludere che, nonostante le semplificazioni insite nella rappresentazione degli effetti irrigidenti di bordo mediante distribuzioni uniformi di elementi elastici, il modello mostra un'ap-

Modo Tipo	f_{FVT} (Hz)	f_{FEM} (Hz)	$\lvert\Delta\rvert$ (%)	*MAC*	*NMD* (%)
DV1$^+$	4.707	4.709	0.04	0.9965	5.96
DV1$^-$	8.758	8.758	0.00	0.9913	9.38
DV2$^+$	10.189	10.156	0.33	0.9920	8.98

Tabella 2 Confronto tra i parametri modali FVT e FEM

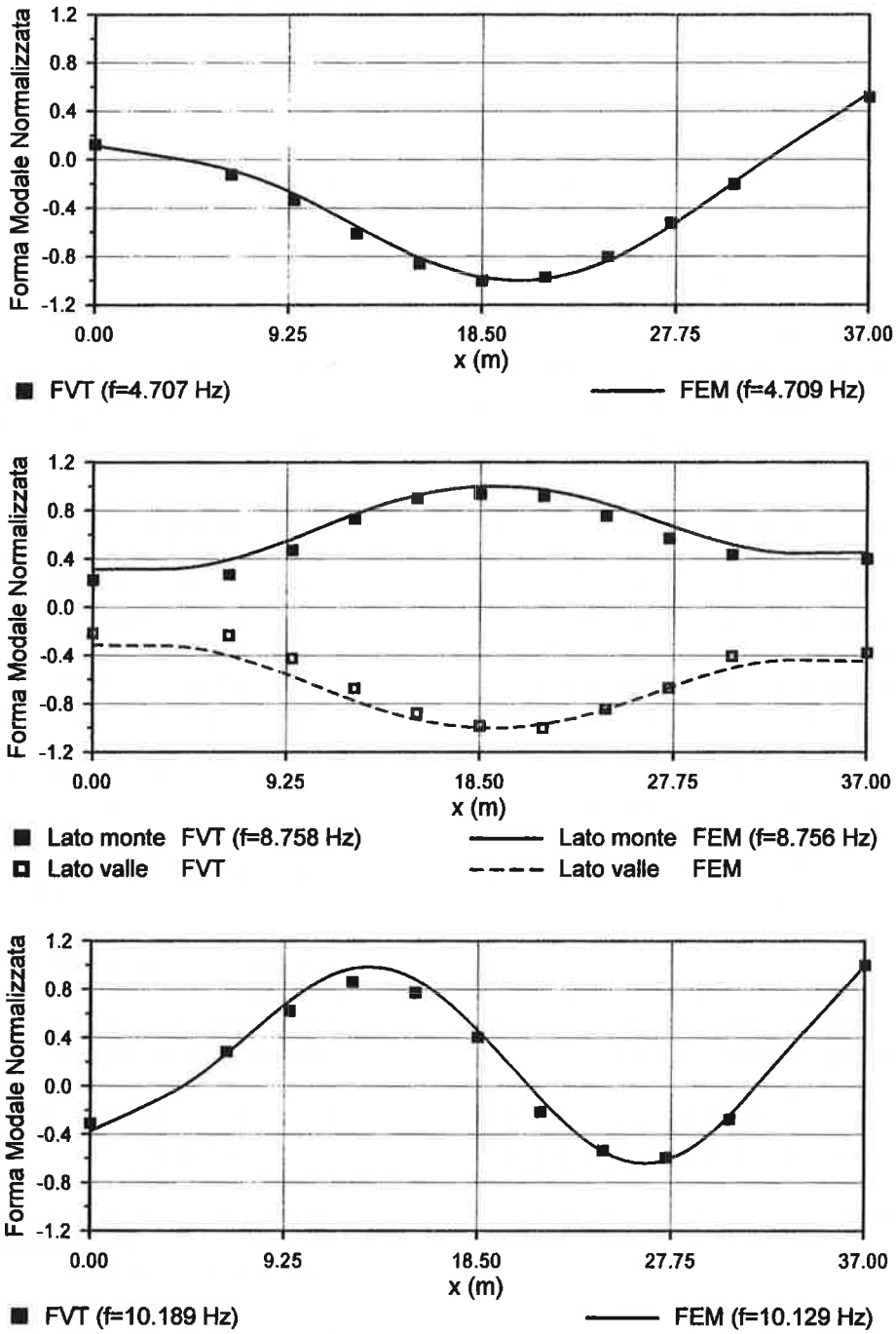


Fig. 9 Confronto tra le forme modali calcolate ed osservate

prezzabile corrispondenza con i risultati sperimentali sia in termini di frequenze naturali (utilizzate nella calibrazione e praticamente eguali ai valori sperimentali) sia in termini di forme modali (Fig. 9), con valori di *MAC* superiori a 0.99 e differenze percentuali medie (valutate mediante *NMD*) inferiori al 10% (Tab. 2).

7. CONCLUSIONI

Il lavoro è dedicato alla presentazione di uno studio teorico–sperimentale sul comportamento dinamico di un ponte a travata in c.a.p., di recente realizzazione sul nuovo raccordo tra l'attraversamento di Lecco e la Valsassina.

Dopo una rapida descrizione dell'opera, viene presentato un modello numerico ad elementi finiti del ponte e vengono riassunti i principali risultati delle indagini dinamiche condotte sulla struttura in scala reale.

Il programma di ricerca sperimentale si proponeva come obiettivo principale la valutazione dei parametri modali (frequenze naturali e forme modali associate) del sistema in vista del futuro monitoraggio.

L'analisi dei segnali registrati ha consentito l'individuazione e la classificazione di 3 modi principali, nell'intervallo di frequenza fino a 12 Hz. Tuttavia, le frequenze naturali identificate sono risultate assai superiori ai valori attesi. L'analisi di alcune peculiarità esibite dai segnali registrati e delle deformate modali individuate hanno evidenziato la presenza di effetti irrigidenti, di natura non strutturale, in corrispondenza degli sbalzi d'estremità del ponte.

In base all'ispezione visiva della struttura, alle estremità del ponte non sono, infatti, presenti giunti di dilatazione ma vi è continuità del manto d'asfalto che riempie, per uno spessore di qualche decina di centimetri, anche il giunto tra i contrappesi a sbalzo ed il muro frontale di spalla. Soprattutto in corrispondenza del lato monte, ove sono presenti gli appoggi fissi in senso longitudinale, ciò si concreta in una sostanziale continuità della struttura con l'asfalto che tende ad essere sollecitato a taglio dalle escursioni verticali dei contrappesi.

Tale ipotesi è stata indagata teoricamente mediante simulazioni ad elementi finiti in cui l'effetto irrigidente osservato è stato rappresentato mediante elementi elastici verticali applicati ai bordi superiori delle sezioni estreme d'impalcato; i valori delle costanti elastiche sono stati valutati, unitamente al modulo elastico medio dell'impalcato, in modo da rendere minima la differenza tra le frequenze naturali calcolate e misurate.

Il modello aggiornato ha esibito un'eccellente corrispondenza con le caratteristiche dinamiche della struttura, fornendo così una verifica dell'interpretazione e della rappresentazione ingegneristica dei fenomeni osservati ed al contempo una valutazione quantitativa di tali fenomeni.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato supportato dal M.U.R.S.T. (Cofin 01) e dalla Provincia di Lecco.

Gli autori desiderano ringraziare il Sig. M. Cucchi (Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano) per il prezioso supporto all'esecuzione dei rilievi dinamici.

Inoltre, un particolare ringraziamento va agli ingg. D. Centazzo e D. Paghera per la sapiente collaborazione durante l'implementazione del modello numerico.

BIBLIOGRAFIA

[1] R.J. ALLEMANG & D.L. BROWN (1983). "Correlation coefficient for modal vector analysis", *Proc. 1st Int. Conf. Modal Anal.*, 110-116.

[2] J.S. BENDAT & A.G. PIERSOL (1993). "Engineering applications of correlation and spectral analysis", 2nd Ed., Wiley Interscience.

[3] B.M. DOUGLAS & W.H. REID (1982). "Dynamic tests and system identification of bridges", *Journal Struct. Div.*, ASCE, **108**, 2295-2312.

[4] C. GENTILE (2001). "Full-scale testing and system identification of a steel-trussed bridge", in *Structural Engineering Mechanics and Computation* (A. Zingoni Ed.), Elsevier, 591-598.

[5] C. GENTILE & F. MARTINEZ Y CABRERA (1997). "Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge", *Earthquake Engg. Struct. Dyn.* **26**, 41-59.

[6] C. GENTILE, F. MARTINEZ Y CABRERA & A. SAISI (1998). "Dynamic characteristics of a curved cable stayed-bridge: computation and tests". *Studi & Ricerche* **19**, 213-239.

[7] C. GENTILE & F. MARTINEZ Y CABRERA (2001). "Dynamic assessment of a curved cable-stayed bridge at the Malpensa 2000 airport (Milan, Italy)", *Struct. Engg. Int.* **2001/01**, 52-58.

[8] R. GENTILE & A. VALSECCHI (2002). "I ponti gemelli del nuovo raccordo tra l'attraversamento di Lecco e la Valsassina", *Atti Giornate AICAP 2002.*

[9] N.A.J. LIEVEN & D.J. EWINS (1988). "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)", *Proc. 6th Int. Conf. Modal Anal.*, 690-695.

[10] N.M.M. MAYA & J.M.M. SILVA Eds. (1997). "Theoretical and experimental modal analysis", Research Studies Press Ltd.

[11] NE/NASTRAN (2001). "Reference Manual Version 8.0", Noran Enginnering.

[12] T.P. WATERS (1995). "Finite element model updating using measured frequency response functions", Ph.D. Thesis, Department of Aerospace Engg., University of Bristol.

[13] P.D. WELCH (1967). "The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a method based on time averaging over short modified periodograms", *IEEE Trans. Audio Electroacoust.* **15**, 70-73.

PROPOSTA DI UN METODO DI VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO DI SEZIONI IN C.A. DI FORMA QUALSIASI SOGGETTE A TAGLIO $V_{Sd,X}$ E $V_{Sd,Y}$

Filippo Lagomaggiore[1], Carla Rebora[1]

[1] DISEG, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, via Montallegro 1, 16145 Genova.

SOMMARIO

La necessità di eseguire verifiche di resistenza a taglio di sezioni in c.a. soggette ad entrambe le componenti $V_{Sd,X}$ e $V_{Sd,Y}$ è diventata più pressante con l'aumento della complessità delle strutture progettate e della precisione richiesta nei calcoli di verifica. Nel presente lavoro si propone un metodo di verifica a S.L.U. per sezioni in c.a. di forma qualsiasi purché convessa, soggette contemporaneamente a $V_{Sd,X}$ e $V_{Sd,Y}$, ottenuto scomponendo opportunamente la sezione e utilizzando i meccanismi noti di resistenza a taglio per sezioni rettangolari. Il metodo proposto è facilmente implementabile in programmi di verifica da prevedere in cascata alla risoluzione della struttura.

SUMMARY

Shear design of reinforced concrete sections subjected to combined $V_{Sd,X}$ and $V_{Sd,Y}$ shear forces is still an open problem. In this paper a method for evaluating the ultimate shear force of general convex sections is proposed. The procedure is that of dividing the section in a series of sub-sections to which the standard design procedures are applicable. The ultimate shear global force is deduced by means of proper equilibrium and compatibility conditions. The procedure is developed to the fruitable for application in automatic structural analysis programs.

1. Introduzione.

In questo lavoro viene definito un metodo mediante il quale la resistenza a taglio di sezioni in c.a. di forma qualsiasi, ma dal contorno convesso e a connessione unica, soggette a taglio arbitrariamente diretto, viene determinata come somma dei contributi di una serie di "fettine" longitudinali elementari nelle quali la sezione viene divisa, complanari alla direzione di applicazione del taglio, dotate ciascuna di una porzione, stabilita in base a criteri opportuni di ripartizione, dell'armatura disponibile longitudinale e trasversale; si ritiene che nel metodo proposto, la modellazione della sezione approssimi con ragionevole affidabilità la situazione reale rendendo non più necessaria l'ipotesi arbitraria dell'equilibrio del taglio esterno comunque diretto mediante un taglio resistente risultante dalla composizione di due tagli resistenti diretti secondo le direzioni principali.

La conoscenza sperimentale dell'andamento della resistenza a taglio per sezioni rettangolari o quadrate, al variare della sua direzione di applicazione [1], ha consentito di saggiare i risultati forniti dal metodo ora descritto, ottenendo conferme soddisfacenti.

Si è allora ritenuto possibile estendere l'uso del metodo proposto anche a sezioni diverse da quelle quadrate o rettangolari, per le quali la letteratura disponibile è avara di informazioni, come ad esempio sezioni di forma poligonale regolare o non, purché convesse, cioè con contorno privo di concavità e a connessione unica.

2. Risultati sperimentali disponibili.

Le diverse normative note indicano i metodi di verifica per la determinazione della resistenza ultima a taglio solo per travi di sezione rettangolare per azioni taglianti dirette secondo le direzioni principali; non vengono esaminati i casi di sezioni che non possono essere ricondotte, con le dovute approssimazioni, alla forma rettangolare, né i casi di sezioni soggette a azioni taglianti dirette secondo una generica direzione. E' importante rilevare come, d'altra parte, anche la letteratura riguardante problemi di questo genere sia di dimensioni assai ridotte e si limiti, al più, a sfiorare l'argomento.

In questo lavoro il problema è stato affrontato estendendo i metodi proposti per la flessione retta al caso generale di sezione di forma qualunque, soggetta a taglio arbitrariamente diretto, tenendo in considerazione da un lato gli aspetti fisici del comportamento a taglio, dall'altro i pochi riscontri sperimentali a disposizione.

La sperimentazione condotta da H.Umehara e J.O.Jirsa [1] su più di 40 campioni simulanti colonne tozze tra estremi rigidi, ha permesso la valutazione dell'effetto sulla resistenza a taglio sia della forma della sezione (quadrata o rettangolare), sia dell'intensità della forza normale, sia della quantità dell'armatura trasversale e sia della obliquità rispetto agli assi

principali della direzione del carico esterno applicato. Il dominio di rottura a taglio, valutato sperimentalmente per una colonna di sezione quadrata fornito dagli autori [1], mostra l'interazione tra la resistenza a taglio $V_{Rd,X}$ diretta secondo le ascisse e la resistenza a taglio $V_{Rd,Y}$ diretta secondo le ordinate: i punti rappresentativi delle varie situazioni di carico individuano un diagramma, il dominio di rottura, che approssima molto da vicino un andamento circolare. Nel caso di colonna rettangolare il dominio di rottura a taglio valutato sperimentalmente [1] è bene approssimato da un arco di ellisse che intercetta gli assi coordinati in corrispondenza dei valori della forza di taglio resistente rispettivamente $V_{Rd,X}$. e $V_{Rd,Y}$.

3. Determinazione della resistenza a taglio della sezione generica.

Si ammette che il comportamento di una trave di sezione generica soggetta a taglio lungo una direzione arbitraria possa essere interpretato come risultato del comportamento complessivo di una serie di conci elementari nei quali essa può essere suddivisa, diretti lungo la direzione di applicazione del taglio; ciascuno di essi, per la forma facilmente riconducibile a quella rettangolare, può essere descritto dai modelli esistenti; l'interazione laterale dei conci viene implicitamente tenuta in considerazione nella ripartizione tra i conci delle armature trasversali e longitudinali della trave nella misura nella quale ciascun singolo concio partecipa ad esse. Le modalità di ripartizione assumono quindi una particolare importanza, perché da esse dipende la maggiore o minore aderenza dei risultati ottenuti al riscontro sperimentale.

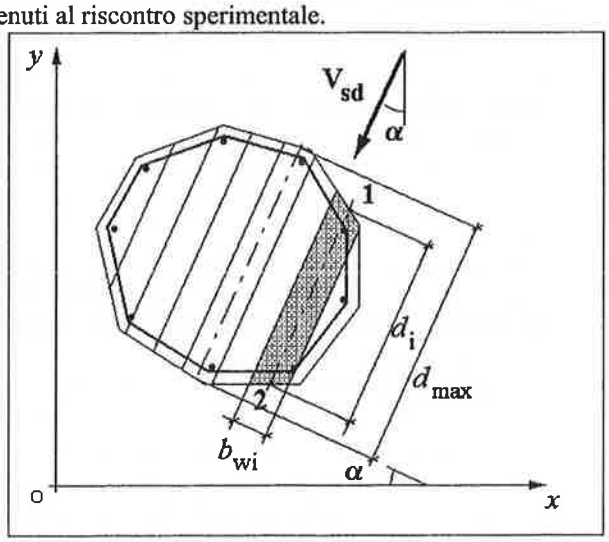


Fig.1 *Suddivisione della sezione in conci elementari.*

Si consideri una sezione di forma poligonale qualsiasi, convessa, descritta attraverso le coordinate dei suoi vertici in un sistema di riferimento (O,x,y) e soggetta a un'azione tagliante V_{sd} lungo la direzione rappresentata in *fig. 1*, inclinata di α dall'asse delle ordinate.

La sezione viene suddivisa in un numero *N*, sufficientemente elevato, di conci elementari di larghezza b_{wi}, individuati ciascuno dalla linea mediana, diretti parallelamente al taglio applicato: assunta una retta di riferimento parallela alla retta d'azione del taglio e passante per l'origine, vengono calcolate le distanze dei vertici da quest'ultima; la differenza tra la distanza massima e la distanza minima fornisce il valore della massima dimensione della sezione in direzione perpendicolare al taglio che, divisa per *N*, dà la larghezza costante b_{wi} dei conci.

Per ogni singolo concio vengono individuate le coordinate dei punti **1** e **2**, intersezioni della linea mediana con il perimetro della sezione, in modo tale che **1** individui sempre l'intersezione verso il lembo compresso della sezione e **2** quella verso il lembo teso; la distanza fra i punti **1** e **2** fornisce l'altezza d_i che moltiplicata per la larghezza b_{wi}, misura l'area A_{ci} di calcestruzzo relativa al singolo concio. Possono infine essere determinate la massima tra le altezze dei singoli conci $d_{\max}$ e l'area totale della sezione di calcestruzzo A_c, calcolata come somma delle aree dei diversi conci.

Assegnata la disposizione delle armature longitudinali all'interno della sezione in esame, si considerano singolarmente i vari conci: viene determinata per ognuno un'area di influenza che si estende per $b_{wi}/2$ da entrambe le parti della linea mediana (cfr. *fig. 2*); vengono esaminate le barre longitudinali descritte attraverso le loro coordinate e si verifica quali di esse si trovano all'interno dell'area di influenza in esame; risulta quindi noto quali barre appartengono a un determinato concio.

Tuttavia, non tutte le barre appartenenti a ciascun concio possono essere considerate a priori nella determinazione della resistenza a taglio, poiché solo le più lontane dal lembo compresso partecipano al traliccio resistente che si forma nella trave; per ogni singolo concio, quindi, vengono calcolate le distanze delle barre dal punto **1** e viene scelto, per la determinazione della resistenza, solo quel gruppo di $\overline{N}$ barre la cui distanza dal punto **1** risulta maggiore singolarmente, ad esempio, del 60% dell'altezza del concio.

Chiamando:

A_{slj} l'area del *j*-esima barra; b_j la distanza del *j*-esima barra dal punto **1**; A_s la somma delle aree delle

$\overline{N}$ barre considerate; A_{ci} l'area del concio in esame; viene calcolato un braccio b che, moltiplicato per A_s, fornisce il momento statico delle barre rispetto al punto 1:

$$A_{sl1}b_1 + A_{sl2}b_2 + ... + ...A_{slj}b_j + ...A_{sl\overline{N}}b_{\overline{N}} = A_s b$$

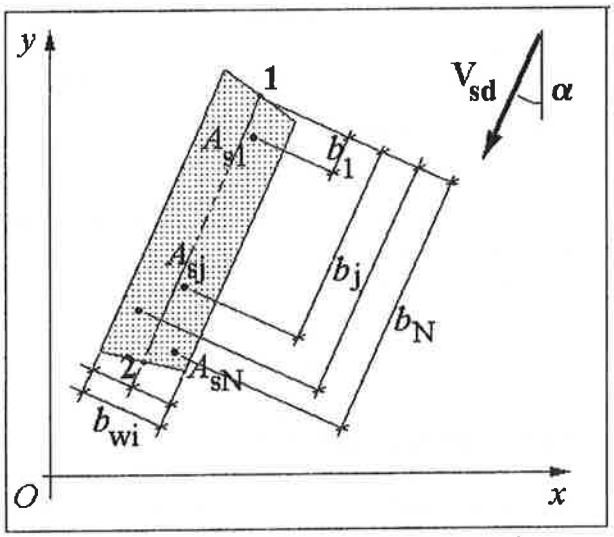


Fig. 2 *Ripartizione delle armature longitudinali.*

Il concio in esame viene quindi considerato come costituito da $\overline{N}$ conci, il j-esimo dei quali caratterizzato da:

area $\overline{A}_{cj} = A_{ci}\dfrac{A_{slj}b_j}{A_s b}$; altezza b_j; larghezza $\overline{b}_{wj} = \dfrac{\overline{A}_{cj}}{b_j}$; una sola barra longitudinale di area A_{slj}.

E' così possibile pesare il diverso contributo delle barre longitudinali, che risultano tanto più efficaci ai fini del meccanismo resistente quanto più lontane si trovano dal lembo compresso.

I conci che risultano, in base a questo procedimento, privi di armature longitudinali, vengono comunque considerati ai fini della determinazione della resistenza a taglio della sezione, poiché forniscono comunque il contributo dovuto alla tensione tangenziale del calcestruzzo; semplicemente si assume un valore nullo dell'armatura longitudinale A_{sli}, una larghezza b_{wi} e un'altezza utile pari al 95% di d_i, valore che descrive adeguatamente il rapporto fra altezza e altezza utile.

Assegnata l'armatura trasversale descritta attraverso le coordinate dei nodi che definiscono i vari rami delle staffe (cfr. *fig. 3*), si valuta quale percentuale di essa debba essere considerata nella determinazione della resistenza a taglio di ciascun concio nel quale la sezione, soggetta ad azione tagliante inclinata di α, è stata suddivisa.

Considerando il generico i-esimo ramo di staffatura di area A_{swi}, individuato dai nodi **I** e **J**, che forma con l'asse delle ascisse l'angolo β_i, il suo contributo alla resistenza della sezione si può valutare deamplificando opportunamente A_{swi} in funzione della direzione che il ramo della staffa ha rispetto al taglio considerato, in modo che staffe parallele alla direzione del taglio non vengano penalizzate, mentre staffe ad esso perpendicolari diano contributo nullo; scegliendo una relazione di tipo sinusoidale, si può scrivere:

$$\overline{A}_{swi} = A_{swi}\left|sen\beta_i \cos\alpha - \cos\beta_i sen\alpha\right|^{1,5}$$

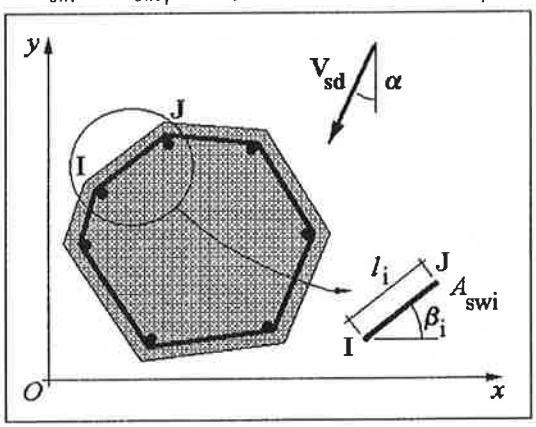


Fig. 3 *Ripartizione dell'armatura trasversale.*

per la quale, ponendo ad esempio $\alpha = 0$, che corrisponde al caso di taglio verticale, si ottiene:

$\overline{A}_{swi} = 0$ per $\beta_i = 0$, cioè per rami di staffe orizzontali;

$\overline{A}_{swi} = A_{swi}$ per $\beta_i = 90°$, cioè per rami di staffe verticali.

L'esponente 1,5 che figura nella espressione è stato previsto in modo da rendere il dominio di rottura calcolato qualitativamente più prossimo a quello sperimentale.

Una ulteriore considerazione deve essere effettuata per il caso, abbastanza raro, che si ha quando i vari rami di staffatura presentano passi differenti; chiamato p il passo che si intende adottare nelle verifiche, che può essere assunto pari, ad esempio, al passo più ricorrente fra quelli presenti, l'area della generica staffa di passo p_i deve essere scalata del fattore $\dfrac{p}{p_i}$: staffe, il passo delle quali è pari a p non subiranno, quindi, variazioni; staffe il passo delle quali è minore di p, e che per questo risultano più efficaci, verranno incrementate linearmente, mentre staffe di passo maggiore di p verranno penalizzate con una riduzione della loro area.

A conclusione di tutto questo, si può esprimere il contributo alla resistenza fornito da un generico ramo di staffa di area A_{swi} e passo p_i con la seguente espressione:

$$\overline{A}_{swi} = A_{swi}\left|sen\beta_i \cos\alpha - \cos\beta_i sen\alpha\right|^{1,5} \frac{p}{p_i}.$$

Sommando i contributi di tutti i rami presenti, si ottiene quindi il valore A_{sw} dell'armatura trasversale che è necessario ripartire tra i conci nei quali la sezione è stata suddivisa:

$$A_{sw} = \sum_i \overline{A}_{swi}.$$

La ripartizione dell'armatura trasversale fra i conci viene effettuata proporzionalmente alle loro aree, e ulteriormente scalata in base alle loro altezze: considerato un generico concio di area A_{ci} e altezza d_i, esso partecipa a

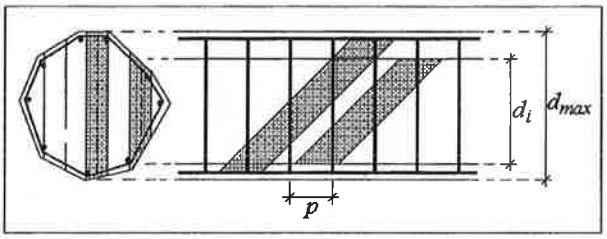


Fig. 4 *Sviluppo longitudinale dei conci elementari.*

una percentuale dell'armatura trasversale A_{sw}, calcolata come precedentemente descritto, espressa dal rapporto $\frac{A_{ci}d_i}{A_c}$. Tuttavia, osservando come i diversi conci si sviluppano in direzione longitudinale alla trave (cfr. *fig. 4*), comportandosi come una serie di pilastrini compressi inclinati sull'orizzontale di un angolo vicino ai 45° (le bielle compresse del traliccio resistente) e come abbracciano ciascuno un numero di staffe proporzionale alla sua estensione longitudinale proporzionale all'altezza d_i, si è ritenuto ragionevole pesare la quantità di staffe relativa a un singolo pilastrino in relazione alla quantità relativa al pilastrino più alto di altezza $d_{\max}$, introducendo il rapporto $\frac{d_i}{d_{\max}}$.

A conclusione di queste considerazioni si può quindi esprimere la quantità di armatura trasversale relativa all'*i*-esimo concio con la seguente espressione:

$$A_{swi} = A_{sw}\frac{A_{ci}d_i}{A_c}\frac{d_i}{d_{\max}}.$$

Il taglio resistente della sezione in esame quindi può essere determinato per somma dei contributi resistenti dei conci nei quali la sezione è stata suddivisa; questi sono determinabili, una volta noti i parametri descritti ai paragrafi precedenti, utilizzando i metodi proposti dalle normative, considerando ogni singolo concio come una sezione rettangolare di altezza d_i e larghezza b_{wi}, soggetta ad azione tagliante diretta lungo la linea mediana; ricordando quindi ad es. il *Metodo standard* di *EC2*, il valore della resistenza $V_{Rd3,i}$ è ottenibile come somma dei contributi V_{cdi} e V_{wdi}:

$$V_{Rd3,i} = V_{cd,i} + V_{wd,i}$$

Si può quindi determinare la resistenza a taglio dell'intera sezione considerata come somma dei contributi degli N conci elementari:

$$V_{Rd3} = \sum_{i=1}^{N} V_{cd,i} + \sum_{i=1}^{N} V_{wd,i}.$$

Si può operare in modo analogo per il calcolo del taglio resistente secondo *ACI 318*.

Il metodo proposto, consentendo di determinare la resistenza a taglio di una sezione di forma qualsiasi soggetta a taglio arbitrariamente diretto, permette di costruire il dominio di rottura della sezione al variare dell'angolo di inclinazione della forza di taglio.

Disponendo dei risultati sperimentali per sezioni quadrate e rettangolari riportati in [1], è possibile valutare il grado di approssimazione del metodo proposto: si considerino allora i due pilastrini campione di seguito descritti (O-PU e C-PU), con sezione trasversale quadrata di lato pari a 300 *mm* (vedi *fig. 5*), armati con otto barre longitudinali Ø20 e con staffe Ø6, disposte ogni 64 *mm*, che vengono sottoposti a rottura facendo ruotare progressivamente di 90° la direzione di azione della forza di taglio V_{Rd} e applicando, nel caso del campione C-PU, anche la forza normale *N*; in *fig. 5* sono riportati i domini di rottura sperimentali e quelli calcolati con le norme *EC2* e *ACI 318*:

- Campione O-PU: tensione caratteristica di rottura cilindrica $f_c' = 34.5\ MPa$

  tensione caratteristica di snervamento acciaio $f_{ywd} = 469\ MPa$

  resistenza a taglio misurata $V_{Rd} = 249\ kN$
- Campione C-PU: tensione caratteristica di rottura cilindrica $f_c' = 30.7\ MPa$

  tensione caratteristica di snervamento $f_{ywd} = 469\ MPa$

  carico assiale applicato $N = 534\ kN$

resistenza a taglio misurata V_{Rd} = 298 *kN* Si consideri ora un pilastrino con sezione trasversale rettangolare di lati 230 *mm* per 410 *mm*, il calcestruzzo con il quale è stato costruito ha la tensione caratteristica di rottura cilindrica f_c' = 35 *MPa*, è armato con dieci barre longitudinali Ø20 e con staffe Ø6, disposte ogni

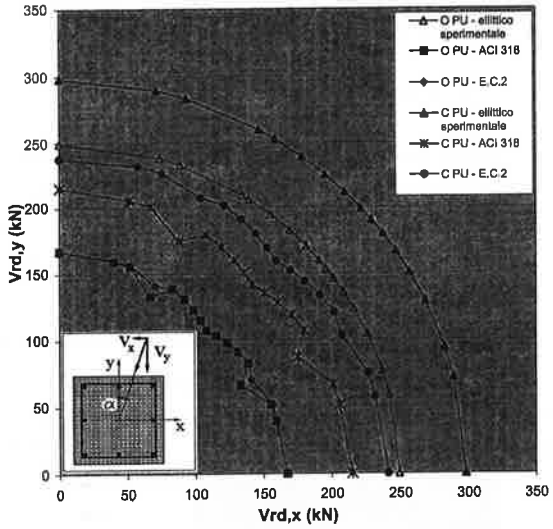


Fig. 5 *Pilastrino a sezione quadrata soggetto a taglio (campione O-PU) ea taglio con forza normale (campione C-PU).*

89 *mm*, di acciaio con tensione caratteristica di snervamento f_{ywd} = 414 *MPa*; la *fig. 6*, nella quale risulta disegnata anche la sezione trasversale del pilastrino, riporta i domini di rottura sia quello sperimentale, sia quelli calcolati con le norme *EC2* e *ACI 318*. Alla rottura sperimentale si è arrivati applicando una forza di taglio secondo l'asse *x* $V_{Rd,X}$ = 267 *kN* e una forza normale *N* = 534 *kN* e separatamente la stessa forza normale *N* = 534 *kN* con una forza di taglio secondo l'asse *y* $V_{Rd,Y}$ = 329 *kN*: il dominio di rottura sperimentale è stato costruito sulla base delle resistenze a taglio misurate lungo le direzioni principali e ipotizzando l'andamento ellittico secondo quanto affermato al paragrafo 2.

Sulla base del confronto tra i domini di rottura sperimentali e quelli calcolati, si possono fare le seguenti osservazioni: - il calcolo secondo *ACI 318* introduce vistose asperità nella forma del dominio di interazione, dovute al maggior peso che il contributo delle armature trasversali ha rispetto alla verifica secondo *EC2*;

- il calcolo secondo *ACI 318* conduce a valori di resistenza del tutto simili a quelli forniti dall'*EC2* nel caso di sezioni non sottoposte a carico assiale; produce, invece, delle leggere sottostime nel caso di sezioni sottoposte a carico assiale;

- in tutti i casi esaminati, entrambe le normative forniscono valori della resistenza decisamente inferiori rispetto a quelli misurati;

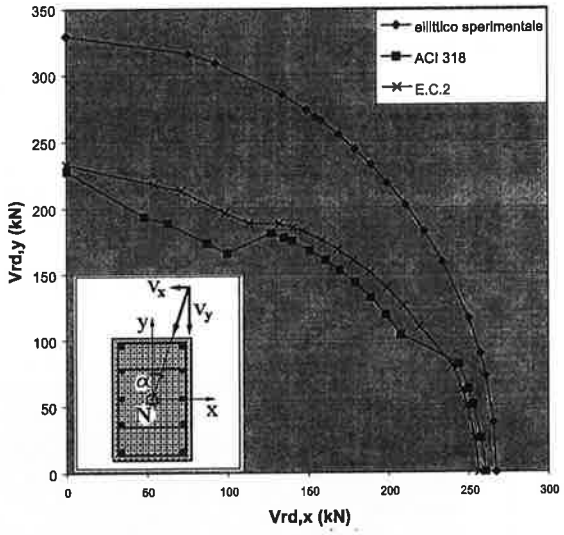


Fig. 6 *Pilastrino a sezione rettangolare soggetto a taglio e forza normale.*

- nel caso illustrato in *fig. 6*, i domini risultanti dal calcolo con le normative *EC2* e *ACI 318*, tra loro praticamente coincidenti, forniscono una resistenza a taglio in direzione orizzontale superiore alla resistenza a taglio verticale, cioè nella direzione del lato maggiore della sezione, per la presenza di una staffatura orizzontale maggiore di quella verticale; nel dominio di rottura sperimentale questa maggiore resistenza non risulta evidenziata e sembrerebbe quindi che le normative prescelte sopravvalutino la resistenza delle staffe intermedie.

4. Convergenza della soluzione.

Il metodo per la determinazione della resistenza ultima a taglio descritto nei paragrafi precedenti comporta la suddivisione della sezione in esame in conci elementari, paralleli alla direzione di applicazione del taglio. Un'analisi della convergenza del metodo può essere effettuata considerando il valore della resistenza per il taglio diretto lungo la direzione principale verticale, $V_{rd,y}$, per la quale è disponibile il valore ricavabile direttamente della normativa che viene assunto come termine di confronto.

Considerando una sezione rettangolare di altezza 500 mm, larghezza 300 mm, caratterizzata da:

-armature longitudinali 4Ø20 + 2Ø16; armature trasversali Ø10/12;

-calcestruzzo C30/37 ($f_c^{'}$=30 *MPa*); acciaio FeB 44K (f_{yd}=380 *MPa*);

è riportato in *fig. 7* il variare, con l'infittimento della discretizzazione, del valore calcolato del taglio resistente diretto lungo la direzione principale verticale, $V_{rd,y}$, per la quale è disponibile il valore ricavabile direttamente della normativa che viene assunto come termine di confronto: si può osservare come il valore del taglio calcolato converga al valore di riferimento con l'infittimento della discretizzazione, passando da un errore del 4% rispetto al valore teorico nel caso di discretizzazione con 5 elementi a un errore del 2.8% per la discretizzazione con 1000 elementi.

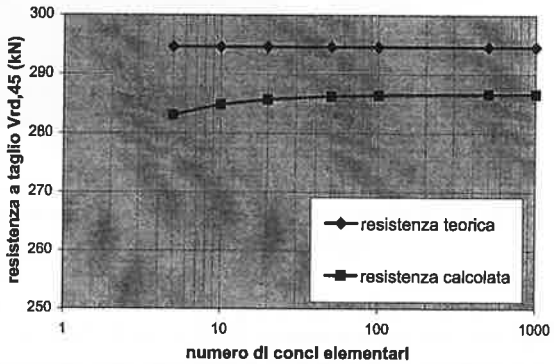


Fig. 7 *Diagramma di convergenza della soluzione – Taglio verticale.*

La *fig.8* mostra il medesimo test di convergenza effettuato per il caso di taglio obliquo, tenendo come valore di riferimento quello fornito dal dominio di rottura della sezione in oggetto per una inclinazione del taglio pari, in questo caso, a 45°. Analogamente al caso precedente il valore del taglio calcolato converge al valore di riferimento, passando da un errore del 4% rispetto al valore teorico nel caso di discretizzazione con 5 elementi a un errore dell'1.6% per la discretizzazione con 1000 elementi.

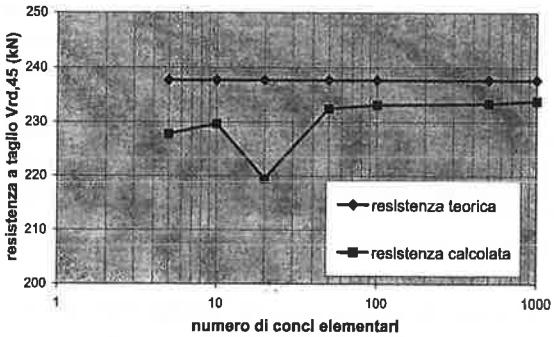


Fig. 8 *Diagramma di convergenza della soluzione – Taglio a 45°.*

Da queste considerazioni emerge che una discretizzazione a 50 elementi può essere ritenuta già ragionevole e conveniente, poiché, con un onere computazionale modesto, consente di ottenere un valore del taglio resistente ben approssimato.

5. Sezioni di forma generica e applicazioni.

Ritenendo soddisfacenti i risultati ottenuti per le sezioni quadrate e rettangolari, si estende il metodo proposto anche a sezioni diverse, purché convesse.

Si propongono allora le seguenti applicazioni:

- *Sezione ottagonale.*

Si considera un pilastrino con sezione trasversale pseudo ottagonale di lato maggiore lungo *mm* 300 e lato minore lungo *mm* 212, armato con otto barre longitudinali Ø24, con staffe Ø12 disposte ogni 150 *mm*, eseguito con calcestruzzo C30/37 ($f_c^{'}$ = 30 *MPa*) e con acciaio FeB 38K (f_{yd} = 380 *MPa*). Sono riportati in *fig. 9* il dominio di rottura calcolato con *EC2* e, come riferimento sperimentale approssimato, il dominio circolare per le simmetrie della sezione.

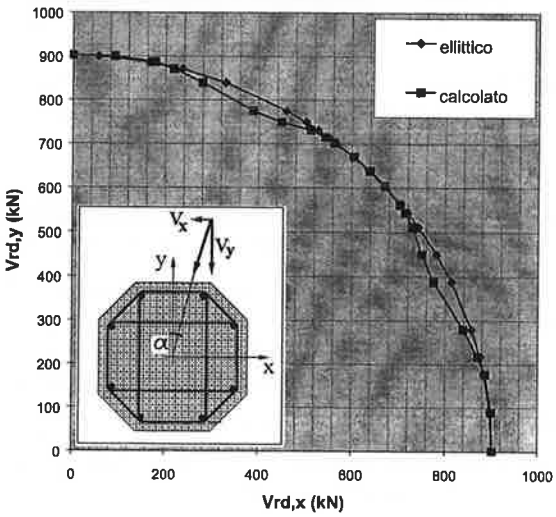


Fig.9 *Dominio di rottura per sezione ottagonale*

Il dominio calcolato si discosta poco dal dominio sperimentale approssimato di riferimento: esso mostra tuttavia degli scostamenti che risultano significativi solo dal punto di vista qualitativo dell'andamento del diagramma.

- *Sezione ottagonale allungata.*

Si considera un piastrino con sezione trasversale ottagonale allungata di lato maggiore lungo *mm* 400 e lato minore lungo *mm* 141, armato con quattro barre longitudinali Ø20, disposte nei vertici più esterni e quattro barre Ø16 disposte nei vertici più interni, con staffe Ø10 disposte ogni 120 *mm*, eseguito con

calcestruzzo C30/37 ($f_c^{'}$ = 30 *MPa*) e con acciaio FeB 38K (f_{yd} = 380 *MPa*). Sono riportati in *fig.10* il dominio di rottura calcolato con *EC2* e, come riferimento sperimentale approssimato, il dominio ellittico. Anche in questo caso il dominio calcolato si discosta poco dal dominio sperimentale approssimato di riferimento.

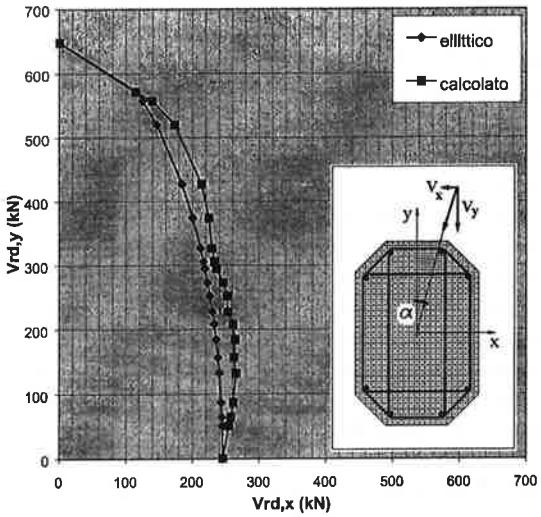


Fig. 10 *Dominio di rottura per sezione ottagonale allungata.*

- *Sezione trapezia.*

Si considera un piastrino con sezione trasversale trapezia isoscele alta *mm* 600, base maggiore lunga *mm* 500 e base minore lunga *mm* 300, armato con quattro barre longitudinali ∅20, disposte sulla base minore e sei barre longitudinali ∅16 disposte sulla base maggiore, con staffe ∅12 disposte ogni 150 *mm*, eseguito con calcestruzzo C30/37 ($f_c^{'}$ = 30 *MPa*) e con acciaio FeB38K (f_{yd} = 380 *MPa*). Sono riportati in *fig. 11* il dominio di rottura calcolato con e, come riferimento sperimentale approssimato, il dominio ellittico. Anche in questo caso si possono ripetere le medesime considerazioni proposte per i casi già esaminati.

6. Conclusioni.

La difficoltà ben nota di riuscire a definire e ad apprezzare tutte le componenti che concorrono a formare la resistenza a taglio di una sezione di una trave in c.a. ha impedito ad oggi la costruzione di una teoria unitaria sufficientemente agile per trattare i casi nei quali la sezione sia di forma arbitraria o la sezione, anche se di forma rettangolare, sia soggetta a taglio "deviato".

Il metodo qui proposto prevede di apprezzare la resistenza a taglio di una sezione di forma qualsiasi di una struttura in c.a. come somma dei contributi elementari di una serie di "fettine" longitudinali nelle quali la sezione viene divisa, ciascuna considerata di forma rettangolare, complanari alla direzione arbitraria di applicazione del taglio, dotate ciascuna di una porzione dell'armatura longitudinale e trasversale disponibile stabilita in base a opportuni criteri di ripartizione; questi criteri risultano particolarmente delicati poiché dalla loro scelta dipende la bontà dell'approssimazione dei risultati del metodo proposto ai risultati sperimentali.

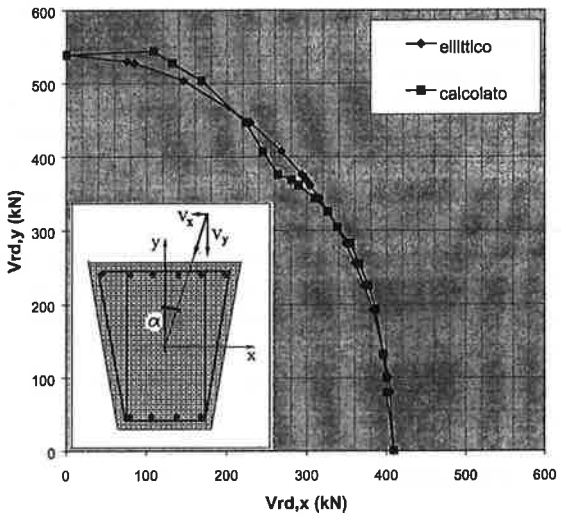


Fig. 11 *Dominio di rottura per sezione trapezia.*

Le procedure di applicazione del metodo sono state impostate per sezioni di forma qualsiasi e successivamente applicate al problema della verifica a taglio a stato limite ultimo di sezioni quadrate o rettangolari soggette contemporaneamente all'azione di $V_{Sd,X}$ e di $V_{Sd,Y}$; i risultati ottenuti sono stati confrontati con i risultati sperimentali disponibili [1] ottenendo conferme soddisfacenti.

Poiché si ritiene che la qualità del risultato dipenda da come avviene la scomposizione della sezione e non dalla sua forma, è stato successivamente ritenuto possibile estendere questo metodo anche a sezioni di forma qualsiasi, purché con contorno convesso e senza cavità: questa condizione è la diretta conseguenza del modo con il quale la sezione viene scomposta, che non tollera che ciascuna "fettina" possa essere a connessione multipla. Può quindi essere soddisfatta la necessità, che si presenta frequentemente nella pratica progettuale, di effettuare verifiche di resistenza a stato limite ultimo di sezioni quadrate o rettangolari in c.a. soggette contemporaneamente a di $V_{Sd,X}$ e di $V_{Sd,Y}$ oppure, più raramente, di sezioni di forma qualsiasi soggette a una sola componente della forza di taglio o a entrambe.

Inoltre, qualora si vogliano effettuare le verifiche di resistenza in cascata da un programma che calcola le caratteristiche di sollecitazione di una qualsivoglia struttura, non sono più possibili le approssimazioni che possono essere fatte con il calcolo manuale per limitare il numero delle caratteristiche di sollecitazione e tutte le sezioni da verificare sono soggette a tutte le caratteristiche di sollecitazione compatibili con lo schema strutturale della struttura in esame: se la struttura è, ad esempio, un telaio spaziale, tutte le sezioni sono soggette a tutte e sei le caratteristiche di sollecitazione ed è quindi necessario che il successivo programma di verifica le affronti tutte, comprese le verifiche a taglio.

Il metodo di verifica esposto nel presente lavoro è certamente troppo laborioso per essere utilizzato manualmente ma, se inserito in un programma di verifica o in un programma di verifica a valle di un programma di calcolo automatico delle caratteristiche di sollecitazione, permette di effettuare le verifiche a taglio con ragionevole sicurezza del risultato e con notevole rapidità.

Il metodo proposto è stato inserito nel postprocessor VERCA2000, sviluppato in dipartimento, che può effettuare le verifiche di sezioni in c.a., comprese le verifiche a taglio, sia in cascata dal programma di calcolo delle caratteristiche di sollecitazione, sia singolarmente.

7. Bibliografia.

[1] H.Umehara, J.O.Jirsa, March 1984, *"Short Rectangular RC Columns under Bidirectional Loadings"*, ASCE 110, N°3, pp.605-618.

[2] T.Brondum-Nielsen, Jan-Feb 1986, *"Ultimate Flexural Capacity of Fully Prestressed, Partially Prestressed and Non-Prestressed Arbitrary Concrete Sections under Symmetric Bending"*, ACI Structural Journal,V.83, N°1, pp.29-35.

[3] T.Brondum-Nielsen, Nov-Dec 1985, *"Ultimate Flexural Capacity of Cracked, Polygonal Concrete Sections under Biaxial Bending"*, ACI Structural Journal,V.82, N°6, pp.863-869.

[4] M.P.Collins, D.Mitchell, Nov.-Dec. 1986, *"A Rational Approach to Shear Design – The 1984 Canadian Code Provisions"*, ACI Structural Journal, V.83, N°6, pp.925-933.

[5] A.Dall'Asta, L.Dezi, April 1992, *"Design of RC Sections with Generic Shape under Biaxial Bending"*, ASCE 118, N°4.

[6] D.Horowitz, Nov-Dec 1989, *"Design of Columns Subjected to Biaxial Bending"*, ACI Structural Journal, V.86, N°6, pp.717-722.

[7] P.B.Hughes, 1971 *"Limit State Theory for Reinforced Concrete Design"*, Pitman.

[8] M.Kawakami, H.Tokuda, M.Kagaya, M.Hirata, March-April 1985, *"Limit State of Cracking and Ultimate Strenght of Arbitrary Concrete Sections under Biaxial Loading"*, ACI Structural Journal,V.82, N°2, pp.203-212.

[9] F.Leonhardt, 1976 *"C.A.&C.A.P. Calcolo di progetto e tecniche costruttive, vol.I, Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato"*, Edizioni Tecniche ET, Milano.

[10] A.H.Mattock, Z.Wang, May-June 1984 *"Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress"*, ACI Structural Journal, V.81 N°3, pp.287-293.

[11] A.Migliacci, F.Mola, 1984, *"Progetto agli stati limite delle strutture in C.A."*, Masson Italia Editori, Milano.

[12] A.G.Mphonde, Sept.-Oct. 1989, *"Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams"*, ACI Structural Journal, V.86 N°5, pp.541-545.

[13] P.R Munoz, C.T.T.Hsu, December 1997, *"Biaxially Loaded Concrete-Encased Composite Columns: Design Equations "*, ASCE 123, N°12.

[14] R.Park, T.Paulay, 1975, *"Reinforced Concrete Structures"*, John Wiley & Sons.

[15] P.E.Regan, C.W.Yu, 1973, *"Limit State Design of Structural Concrete"*, Chatto & Windus, London.

[16] K.H.Reineck, Sept.-Oct., 1991, *"Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model"*, ACI Structural Journal,V.88 N°5 pp.592-602.

[17] J.J.Roller, H.G.Russel, March-April 1990, *"Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement "*, ACI Structural Journal, V.87 N°2, pp.191-198.

[18] D.A.Ross, J.R.Yen, Nov-Dec 1986, *"Interactive Design of Reinforced Concrete Columns with Biaxial Bending"*, ACI Structural Journal, V.83 N°6, pp.988-993.

[19] H.Rush, 1978, *"Conglomerato armato e precompresso, vol.I"*, Edizioni Tecniche ET, Milano.

[20] B.J.Sun, Z.T.Lu, Nov. 1992, *"Design Aides for Reinforced Concrete Columns "*, ASCE 118, N°11.

[21] M.L.Zak, March-April, 1993, *"Computer Analysis of Reinforced Concrete Sections under Biaxial Bending and Longitudinal Load"*, ACI Structural Journal, V.90 N°2, pp.163-169.

L'INFLUENZA DELLE VARIAZIONI TERMICHE SULLO STATO TENSIONALE IN ESERCIZIO DI TRAVI IN CEMENTO ARMATO

Enrico Mangoni[1]

[1] Dipartimento di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Firenze.

SOMMARIO

In questo lavoro vengono descritti gli effetti indotti dalle variazioni termiche sulle strutture in c.a. considerando il caso di strutture isostatiche ed iperstatiche, ed il contributo della fessurazione. In particolare viene presentato un metodo di calcolo che considerando la reale rigidezza della trave, conseguente alla fessurazione del calcestruzzo, consente di ricavare i valori delle reazioni vincolari in strutture iperstatiche. La semplicità operativa del metodo lo rende particolarmente adatto alle applicazioni progettuali, ed è auspicabile un suo sviluppo per poter arrivare a fornire indicazioni utili anche sotto forma tabellare e per schemi di vincolo diversi rispetto a quelli di incastro alle due estremità della trave.

SUMMARY

In this paper are illustrated the effects caused by temperature in concrete structures. Particularly are considered statically determinate or indeterminate structures and the effect of cracking on thermal response. After some considerations on the mechanical behaviour of the beams, an analytical model is proposed in order to evaluate the stresses in a cracking concrete structure. This method is reasonably simple and very suitable for design applications.

1. INTRODUZIONE

E' ben noto che le variazioni termiche possono produrre nelle strutture in cemento armato, stati tensionali dello stesso ordine di grandezza di quelli prodotti dai carichi permanenti o accidentali imposti alla struttura. In particolare poiché l'effetto immediato di una variazione termica su di una struttura in c.a. è una deformazione imposta, gli stati tensionali risultano di entità non trascurabile quando tale deformazione è parzialmente o totalmente contrastata. Molte normative richiedono di considerare gli effetti delle variazioni termiche nelle strutture in c.a., ma in molti casi non vengono fornite al progettista indicazioni utili su còme procedere o procedimenti semplificati di verifica. La determinazione del comportamento termico strutturale, risulta infatti oltremodo complessa, ed inevitabilmente chiama in causa leggi di variazione e comportamenti non lineari. Gli effetti delle variazioni termiche possono essere fortemente ridotti utilizzando nelle strutture dei giunti di dilatazione, ed inserendo un quantitativo minimo di armatura. Per questo motivo molto spesso le strutture vengono progettate nei confronti delle variazioni termiche, senza una vera e propria analisi, fidando sull'esperienza e su indicazioni costruttive. D'altra parte l'evoluzione delle ricerche nel settore da un lato, con inquadramenti normativi sempre più dettagliati, e l'esigenza di realizzare strutture sempre più complesse dall'altro, richiedono di poter analizzare con opportuno rigore il comportamento termico strutturale. Un altro aspetto particolare delle strutture in c.a. fortemente legato al tipo di analisi strutturale è che gli effetti delle variazioni termiche risultano inevitabilmente legati al fenomeno della fessurazione del materiale, nel senso che la riduzione di rigidezza delle strutture dovuta alla fessurazione può smorzarli, ovvero le variazioni termiche possono ciclicamente incrementare l'ampiezza delle fessure, con inevitabili ricadute sulla durabilità strutturale

2. CAUSE ED EFFETTI DEL COMPORTAMENTO TERMICO DELLE STRUTTURE IN C.A.

Diverse possono essere le cause che determinano una variazione termica in una struttura di c.a.. La prima causa, fisiologica al procedimento stesso con cui viene realizzato il calcestruzzo è l'evaporazione dell'acqua con

conseguente cessione di calore all'ambiente esterno, durante la fase di presa. Il ritiro che ne risulta, è sempre più o meno contrastato, e provoca la fessurazione del materiale, anche perché trattandosi di calcestruzzo non ancora completamente maturato, la resistenza a trazione raggiunta è piuttosto bassa. Tale fessurazione può essere mantenuta entro limiti tollerabili, agendo sulla composizione dell'impasto del calcestruzzo, con rapporti acqua/cemento limitati, in modo da limitare l'evaporazione da un lato, e da ottenere resistenze a trazione sufficientemente elevate dall'altro. E' evidente anche che in questa fase, è molto importante poter disporre di un quantitativo sufficiente di armatura, per limitare l'ampiezza di fessurazione, ed è preferibile avere armatura diffusa e di piccolo diametro, anziché armatura di diametro elevato, dato che i legami di aderenza acciaio-calcestruzzo sviluppati risultano essere ancora di modesta entità.
Le variazioni termiche cui è sottoposto un elemento strutturale possono dipendere da diversi fattori. Nella figura 1 sono elencate alcune delle cause.

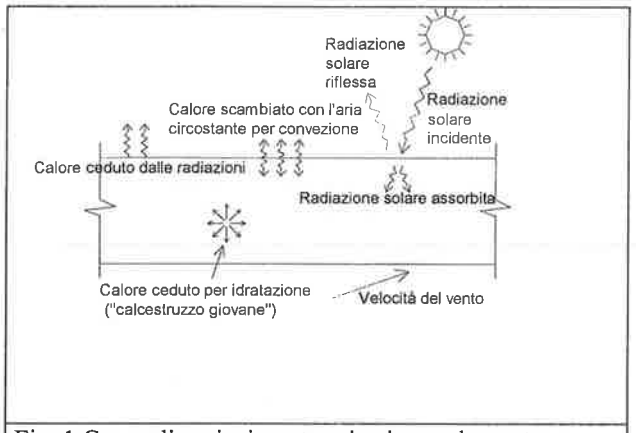


Fig. 1 Cause di variazione termica in un elemento strutturale

Se la variazione termica è uniforme, o presenta variazione lineare nella sezione di un elemento strutturale, e questo risulta vincolato in modo isostatico, si generano soltanto variazioni di lunghezza o di curvatura dell'elemento, e non nascono stati di tensione. Le verifiche del caso si limiteranno pertanto al controllo dell'entità degli spostamenti imposti. Gli spostamenti possono essere ridotti con una disposizione opportuna dei vincoli, anche perché spostamenti eccessivi non solo possono essere incompatibili con la funzionalità della struttura, ma possono in alcuni casi, causare degli stati di sollecitazione del secondo ordine, non tollerabili.
Come risulta intuibile, la variazione lineare della temperatura sulla sezione è comunque un'approssimazione della realtà.

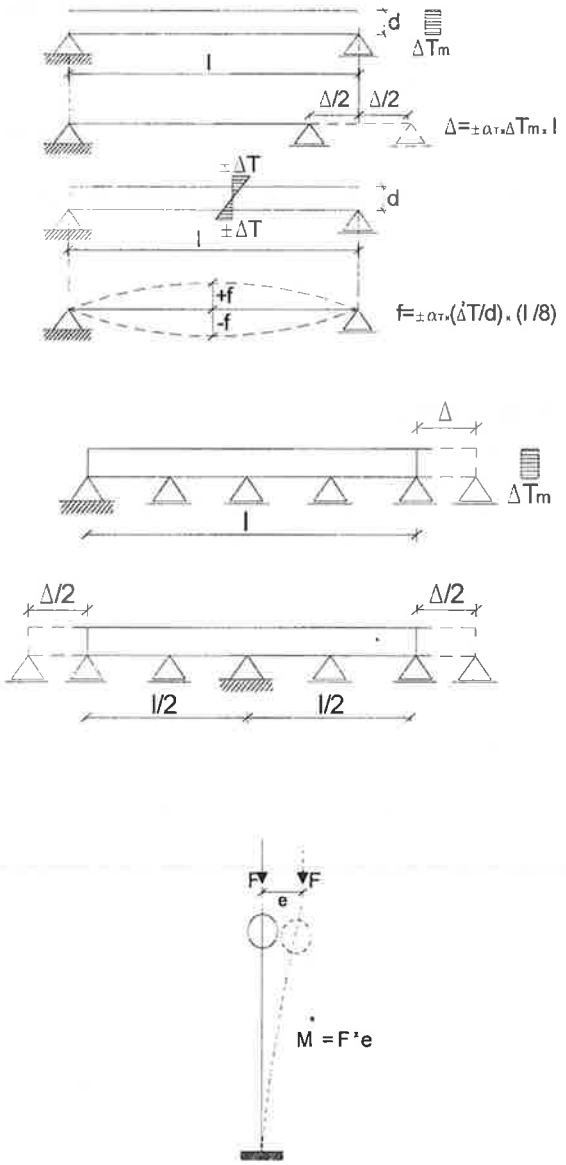


Fig. 2 Movimenti dovuti alle variazioni termiche in strutture di tipo isostatico

Se consideriamo una struttura sottoposta ad una variazione termica di tipo non-lineare anche se questa è di tipo isostatico, nasce nelle varie sezioni uno stato tensionale risultante di tipo autoequilibrato, cioè a risultante nulla, non essendoci carichi direttamente applicati alla struttura. Per poter capire meglio come nasce un simile stato tensionale, riferiamoci alla figura sottostante, immaginiamo che questa sia sottoposta ad una variazione non-lineare di temperatura, e successivamente di sezionarla in tante striscie.

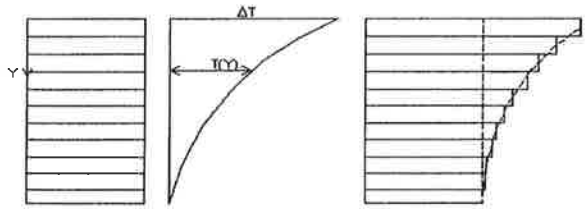


Fig.3 Sezione sottoposta a variazione termica con andamento non-lineare

In questo caso ogni striscia si deformerà proporzionalmente al coefficiente di dilatazione termica del materiale, ed alla temperatura che gli viene imposta dalla variazione considerata. Risulta allora per la generica striscia:

$$\varepsilon_s = \alpha_t T$$

Se tale deformazione libera, venisse completamente eliminata, la tensione corrispondente sarebbe:

$$\sigma_s = -E\alpha_t T$$

Lo stato tensionale che ne consegue, presenta una risultante ΔN ed un momento risultante ΔM.

$$\Delta N = \int \sigma_s dA \,,\; \Delta M = \int \sigma_s y dA$$

D'altra parte la deformazione reale non è completamente libera, pertanto per ripristinare lo stato di fatto delle cose, occorrerà riapplicare sulla sezione lo sforzo normale ed il momento risultante prima determinati con segno opposto.
Si determinano quindi la deformazione baricentrica e la curvatura onseguenti :

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\psi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E(AI - S^2)} \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{Bmatrix}$$

essendo A,S,I rispettivamente l'area, il momento statico ed il momento d'inerzia della sezione rispetto ad un asse orizzontale non baricentrico.
Nel caso particolare in cui tale asse risulti essere baricentrico abbiamo la ben nota forma:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\psi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{Bmatrix} -\Delta N / A \\ -\Delta M / I \end{Bmatrix}$$

Dovendosi mantenere la sezione piana, è chiaro che lo stato tensionale indotto da questi ultimi non potrà equilibrare in tutto e per tutto quello precedentemente determinato, e quindi nasceranno sulla sezione delle tensioni a risultante nulla.

Lo stato tensionale risultante sulla sezione, si otterrà sovrapponendo quello determinato in prima e seconda fase.

$$\sigma = E\left[-\alpha_T T + \Delta\varepsilon_0 + \Delta\psi y\right]$$

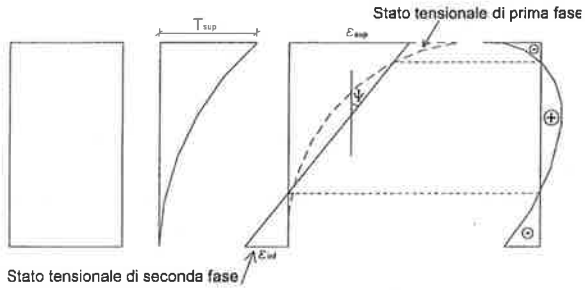


Fig. 4 Stato tensionale autoequilibrato indotto da variazione termica non-lineare su sezione in c.a.

Come risulta evidente dalla relazione precedente tale stato tensionale dipende direttamente dal modulo elastico del materiale, pertanto anche dal suo comportamento viscoso, e quindi la sua entità è strettamente correlata al periodo in cui si produce la variazione termica rispetto all'età del calcestruzzo.
Se la struttura è invece di tipo iperstatico, l'effetto delle variazioni termiche indipendentemente dalla linearità o meno dell'andamento della variazione, produce sempre uno stato di sollecitazione, visto che i vincoli sovrabbondanti imposti alla struttura ne limitano le possibilità di movimento.

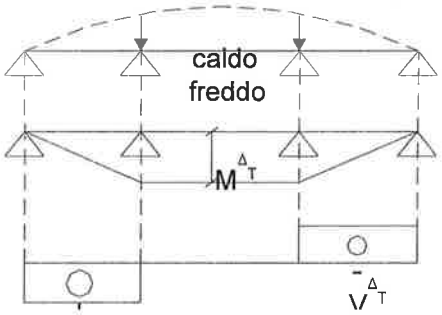
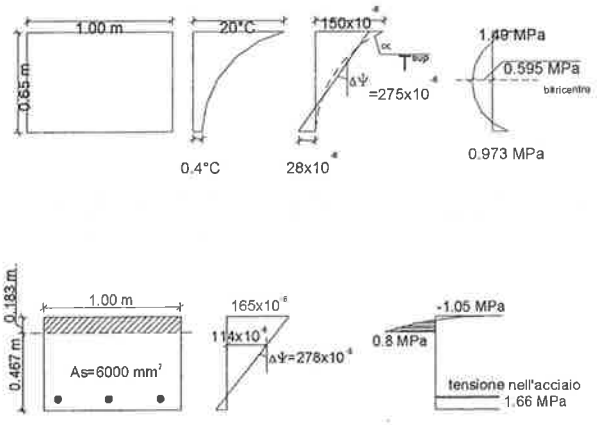


Fig. 5 Stato di sollecitazione prodotto da una variazione termica su di una trave continua su quattro appoggi

3. LA FESSURAZIONE E LE STRUTTURE IN C.A. SOTTOPOSTE A VARIAZIONI TERMICHE: INDICAZIONI GENERALI.

La rigidezza di una struttura in c.a. dipende dall'azione combinata dei carichi e delle deformazioni imposte alla struttura. D'altra parte l'entità delle deformazioni imposte è a sua volta una funzione della rigidezza strutturale. Si capisce pertanto che il calcolo dello stato tensionale in una struttura in c.a. fessurata e sottoposta a variazioni termiche è piuttosto complesso, e dovrebbe prevedere necessariamente delle procedure di tipo iterativo. E' intuibile che l'azione delle variazioni termiche in una struttura fessurata provoca stati tensionali di valore minore rispetto a quelli indotti in una analoga struttura integra. Per ottenere una stima di tale entità è necessario però effettuare delle semplificazioni. Assumiamo innanzitutto, che la fessurazione sia prodotta dai carichi imposti alla trave, e sia pertanto già presente al momento in cui agisce la variazione termica. Assumiamo inoltre che l'azione della variazione termica non porti ad una variazione nell'altezza della porzione compressa della sezione.
Con queste assunzioni è ben noto nella letteratura scientifica [1] che esaminando il comportamento di una sezione in c.a. sottoposta ad una variazione termica con andamento non-lineare, considerando i casi di sezione integra, di sezione fessurata all'intradosso ed all'estradosso, mentre fra gli stati tensionali relativi ai vari casi, può esserci notevole differenza, fra gli stati di deformazione corrispondenti la differenza è molto limitata. Tale comportamento è ben illustrato dalla figura successiva.



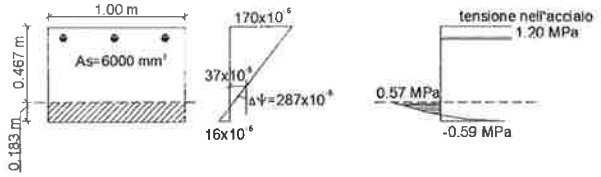
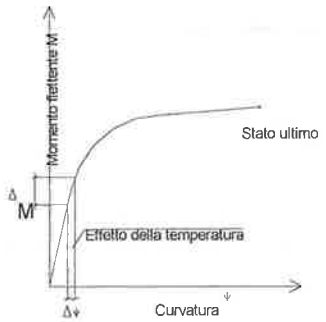


Fig. 6 Stato di deformazione e di tensione prodotto in una sezione in c.a., integra, fessurata all'intradosso, fessurata all'estradosso. Tratta da [1]

Questo risultato può giustificarsi pensando che se la variazione di temperatura è non-lineare, le fibre maggiormente sollecitate, ovvero quelle che se libere tenderebbero a deformarsi maggiormente rispetto a quelle adiacenti sono quelle di estremità della sezione. Come risulta evidente dalle figure, fra i tre casi non c'è molta differenza per quanto riguarda questo aspetto. In base a questo, volendo utilizzare il principio dei lavori virtuali per calcolare le reazioni vincolari di una trave iperstatica e fessurata soggetta a variazioni termiche, nel calcolare spostamenti e rotazioni sulla struttura isostatica-principale dovuti alle variazioni termiche, possiamo considerare la trave non fessurata, salvo riconsiderare la fessurazione nelle zone dove presente, nel calcolo dei coefficienti elastici. Dalle stesse figure appare inoltre chiaro che lo stato tensionale nella sezione fessurata è abbastanza abbattuto rispetto a quello relativo alla sezione integra, pertanto la fessurazione rende meno pericolosa l'azione delle deformazioni imposte sulla struttura rispetto al caso in cui a parità di schema statico si impieghino materiali di maggiore rigidezza. Per tale motivo sempre rimanendo nell'ambito delle strutture in c.a., per questo aspetto sono preferibili le strutture a precompressione parziale, rispetto a quelle precompresse integralmente.
E' oltremodo evidente quindi come in esercizio, quando la fessurazione nelle strutture è controllata ed abbastanza limitata, gli effetti delle variazioni termiche risultano essere non trascurabili, mentre allo stato limite ultimo se la struttura è di tipo duttile la loro influenza sulla risposta strutturale può essere trascurata.



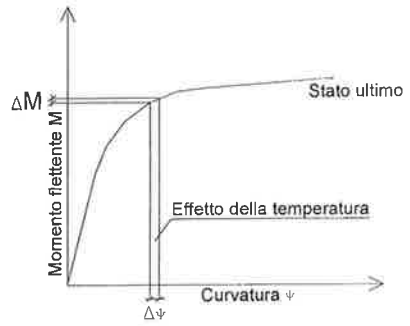


Fig. 7 Effetto di una variazione termica sulla risposta di strutture in c.a. di tipo duttile in esercizio ed allo stato limite ultimo

4. LA FESSURAZIONE E LE STRUTTURE IN C.A. SOTTOPOSTE A VARIAZIONE TERMICA: UN METODO DI CALCOLO

Consideriamo una trave incastrata alle estremità sottoposta ad un carico distribuito di tipo qualunque. Supponiamo che l'entità del carico sia tale da indurre fessurazione nella trave in c.a. in corrispondenza della mezzeria e delle estremità. E' possibile definire per ciascuna zona la rigidezza flessionale "effettiva" della trave, tenendo conto della eventuale fessurazione. Utilizzando la trattazione sviluppata dal Model Code 90', per una zona di trave sottoposta al momento medio M_i vale la relazione:

$$\frac{1}{EJ_{mi}} = \frac{\psi_m}{M_i} = \frac{(1-\xi)\psi_1 + \xi\psi_2}{M_i}$$

$$\xi = 1 - \beta_1\beta_2\left(\frac{M_{cr}}{M_i}\right)^2, \psi_1 = \frac{M_i}{EJ_1}, \psi_2 = \frac{M_i}{EJ_2}$$

β_1, β_2 sono coefficienti che tengono conto del tipo di armatura (liscia o ad aderenza migliorata) e del tipo di carico (carico ciclico oppure no). Nel caso in cui si adoperino barre ad aderenza migliorata ed il carico non sia di tipo ciclico risulta: $\beta_1\beta_2 = 0.8$

M_{cr} è il momento di prima fessurazione della sezione considerata

EJ_1 è la rigidezza flessionale della sezione nello stadio I (sezione interamente reagente)

EJ_2 è la rigidezza flessionale della sezione nello stadio II (sezione interamente fessurata)

Riferendosi alla figura sottostante, abbiamo suddiviso la trave in tre zone a rigidezza costante, EJ_{m1}, EJ_{m2}, EJ_1, utilizzando come valori del momento di riferimento, il momento medio per ciascuna delle zone. Le zone cui fanno riferimento i valori EJ_{m1}, EJ_{m2}, sono fessurate, la zona cui fa riferimento EJ_1 è invece integra.

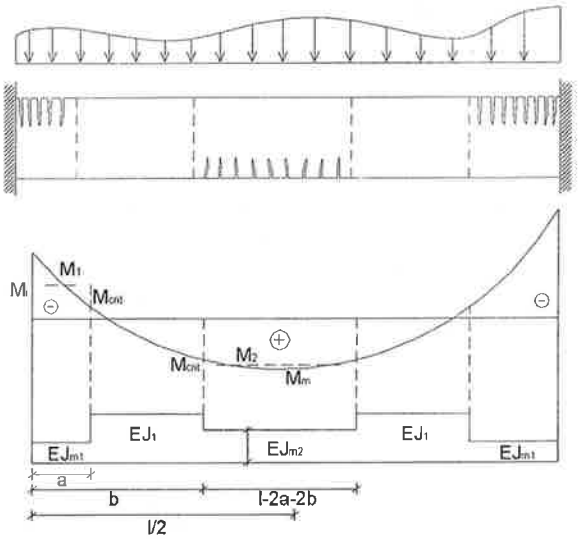


Fig. 8 Trave incastrata alle estremità sottoposta a carico variabile e fessurata

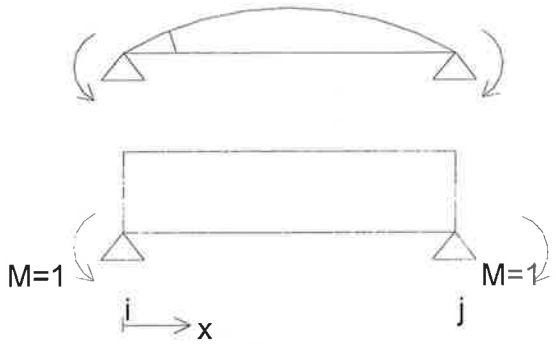


Fig. 9 Schema di calcolo per le rotazioni elementari

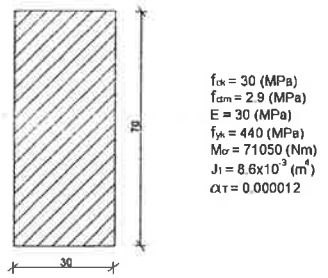
Utilizzando allora il principio dei lavori virtuali, è possibile determinare riferendosi alla figura precedente, le rotazioni all'estremità della trave sotto l'azione di due coppie unitarie.
Nel caso particolare di trave sottoposta a carico uniforme, e quindi con distribuzione simmetrica della rigidezza, risulta:

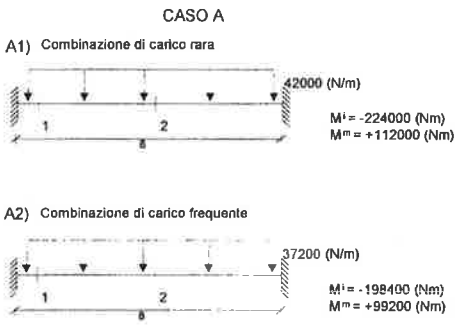
$$1 \bullet \varphi_{i1} = 2\int_0^a \frac{1}{EJ_{m1}}dx + 2\int_a^b \frac{1}{EJ_1}dx \rightarrow$$

$$+2\int_b^{l/2} \frac{1}{EJ_{m2}}dx$$

$$\varphi_{i1} = \frac{2a}{EJ_{m1}} + \frac{2(b-a)}{EJ_1} + \frac{2(l/2-b)}{EJ_{m2}}$$

Per poter valutare l'influenza delle variazioni termiche sul comportamento meccanico di una trave fessurata, facciamo riferimento alla figura seguente, e controlliamo la struttura in esercizio secondo quanto prescritto nell'Eurocodice 2.





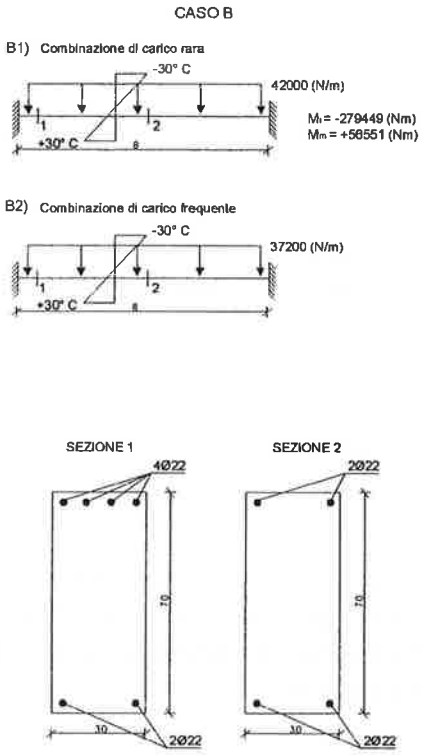


Fig. 10 Trave di calcolo

Stato limite di compressione in esercizio (Caso A1))
Deve risultare:

$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = -13.5$ (MPa)

Nel nostro caso all'incastro ed in mezzeria abbiamo rispettivamente:

$\sigma_{ci} = -8.4$ (MPa), $\sigma_{cm} = -5.2$ (MPa)

Verifica della tensione nell'acciaio (Caso A1))
Deve risultare:

$\sigma_f \leq 0.8 f_{yk} = -34.4$ (MPa)

Nel nostro caso abbiamo:

$\sigma_{fi} = +24.40$ (MPa), $\sigma_{fm} = +23.78$ (MPa)

Stato limite di fessurazione in esercizio (Caso A1))
Si determina l'ampiezza caratteristica di fessurazione come :

$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$, da confrontare con i limiti di normativa.

$\beta = 1.3$ per sezioni con larghezza di base non superiore a 30cm

$s_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho_r$=ampiezza media di fessurazione

$K_1 = 0.8$ per barre ad aderenza migliorata

$K_2 = 0.5$ nel caso di flessione

ρ_r = rapporto di armatura "efficace"

ϕ =diametro delle barre di armatura impiegate

$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}(1-(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s})^2)$ =deformazione media nelle barre di armatura

σ_{sr} =tensione nell'armatura valutata in sezione fessurata, per il momento flettente di fessurazione

σ_s =tensione nell'armatura valutata in sezione fessurata, per il momento flettente di calcolo

Nel nostro caso risulta $w_k = 0.07$ mm per la combinazione di carico rara. Tale valore non è superiore al limite di normativa pari a w_2=0.2 mm, e risulta anche inferiore a quello relativo alla combinazione di carico frequente (w_1=0.1 mm)

Immaginiamo ora che la trave già sottoposta ai carichi di esercizio con il loro massimo valore, e quindi fessurata per quanto visto in precedenza, sia sottoposta ad una variazione termica $\Delta T = -30°$, vogliamo determinare gli effetti di quest'ultima.

Tali effetti sono relativi al caso B.

Se la trave fosse incernierata alle estremità, la variazione termica produrrebbe qui delle rotazioni $\phi(\Delta T) = \alpha_T \Delta T \frac{l}{2h}$. Tali rotazioni sono annullate dalla presenza degli incastri, attraverso dei momenti ΔM_i. Per ricavare tali momenti, basterà imporre quindi la condizione di congruenza:

$$\phi(\Delta T) + \varphi_{i1}\Delta M_i = 0$$

Risolvendo tale equazione, nel caso della combinazione rara di carico, si ottiene:

a=1.69m, b=2.6m, l/2=4m,

$$\frac{1}{EJ_{m1}} = 5.1x10^{-17}\,(N^{-1}m^{-2})$$

$$\frac{1}{EJ_{m2}} = 4.65x10^{-17}\,(N^{-1}m^{-2})$$

$$\frac{1}{EJ_1} = 3.8x10^{-17}\,(N^{-1}m^{-2})$$

Quindi risulta: $\Delta M_i = -55449$ Nm

Pertanto complessivamente all'incastro ed in mezzeria abbiamo:

$M_{itot}=M_{iq}+\Delta M_i$=-279449 Nm

$M_{mtot}=M_{mq}+\Delta M_i$=+56551 Nm

Facciamo notare che se la trave non fosse stata fessurata, avremmo ottenuto:

$$\Delta M_i = \alpha_T \Delta T \frac{EJ}{h} = -132300 \text{ Nm}$$

Il momento flettente prodotto all'incastro dalle variazioni termiche considerando la fessurazione, è ridotto di circa il 60% rispetto a quello relativo alla trave integra.

E' da notare che i risultati ottenuti rappresentano solo una stima del reale stato tensionale che si instaura nella trave. A rigore infatti il procedimento utilizzato andrebbe iterato considerando con i nuovi valori delle sollecitazioni dovuti anche alle variazioni termiche, la nuova distribuzione di rigidezza della trave. Il procedimento comunque converge molto rapidamente.

Stato limite di compressione in esercizio (Caso B1))

Deve risultare:

$\sigma_{ci} = -6.1$ (MPa), $\sigma_{cm} = -1.96$ (MPa)

Verifica della tensione nell'acciaio (Caso B1))

$\sigma_{fi} = +17.98$ (MPa), $\sigma_{fm} = +9.07$ (MPa)

Stato limite di fessurazione in esercizio (Caso B1))

Si determina l'ampiezza caratteristica di fessurazione come :

$w_k = 0.09$ mm<w_1=0.1 mm, w_2=0.2 mm .

Come evidente l'ampiezza di fessurazione si incrementa rispetto al caso di assenza di variazione termica di circa il 30%, rimanendo però ancora entro i limiti consentiti.

Non vengono riportate le verifiche relative al caso B2, perché queste avrebbero comportato delle variazioni al più per la fessurazione. D'altra parte le ampiezze di fessurazione trovate per la combinazione di carico rara rispettano già il limite di normativa per la combinazione di carico frequente (w_1=0.1 mm).

5. CONCLUSIONI

Come ben noto, il fenomeno della fessurazione nel calcestruzzo, smorza gli effetti dovuti alle variazioni termiche. Allo stesso modo però si incrementa l'ampiezza di fessurazione ed è quindi chiaro che una verifica esaustiva del comportamento in esercizio di strutture in c.a., non può fondarsi soltanto su indicazioni costruttive o inutili sovradimensionamenti strutturali. Il metodo presentato costituisce in questo senso una proposta di analisi strutturale, per altro di facile applicazione e quindi di immediato riscontro progettuale.

BIBLIOGRAFIA

[1] A. GHALI, R.FAVRE – 1994, "Cocrete structures-Stresses and deformations", Chapman & Hall.

[2] R.FAVRE, J.P.JACCOUD, M.KOPRNA, A.RADOJICIC – 1994, "Progettare in calcestruzzo armato", Hoepli Editore.

[3] COMITE' EURO-INTERNATIONAL DU BETON-1997, "Serviceability models", Bulletin 235.

[4] C. MENN – 1986, "Prestressed cocrete bridges", Springer-Verlag, Vienna.

[5] COMITE' EURO-INTERNATIONAL DU BETON-1997, "Thermal effects in concrete structures", Bulletin 167.

[6] UNI-ENV -EUROCODICE 2-1992, "Progettazione delle strutture in clacestruzzo".

[7] UNI-ENV -EUROCODICE 1 (First Draft)-2001, "Thermal actions".

FIBRE SINTETICHE STRUTTURALI, CHIMICAMENTE INERTI PER PROGETTARE UN CALCESTRUZZO DURABILE IN TUTTI I SUOI COSTITUENTI

Giovanni Mantegazza[1], Alessandra Gatti[2]

[1] Direttore Tecnico, RUREDIL S.p.A., San Donato Milanese, Milano - Italy.
[2] Assistente Direttore Tecnico, RUREDIL S.p.A., San Donato Milanese, Milano - Italy.

SOMMARIO

Il presente studio è finalizzato alla realizzazione di calcestruzzi con prestazioni meccaniche migliorate, impiegando fibre sintetiche strutturali.Attualmente il miglioramento della resistenza a fessurazione e della duttilità del calcestruzzo è ottenuto impiegando fibre di acciaio.Tuttavia l'uso di queste fibre comporta molti inconvenienti, quali movimentazione, difficoltà di messa in opera del conglomerato fibroso, formazione di ruggine, etc. Per ovviare a queste problematiche, sono state studiate diverse miscele di calcestruzzo con una fibra sintetica strutturale (SNSFRC) a base di un copolimero di polipropilene modificato, le cui proprietà prestazionali sono paragonabili ed in alcuni casi superiori al tradizionale calcestruzzo fibroso con fibre d'acciaio (SFRC).

SUMMARY

Target of the current study is producing concretes with improved mechanical performances providing the employ of synthetic structural fibers. Presently, the improvement of the cracking strength and of the ductality of the concrete are achieved by employing steel fibers. Nevertheless, the employ of these fibers involves sort of inconveniences such as handling, difficulties in setting up the fibrous conglomerate, forming of rust, etc. With the aim of solving these issues, it were studies various concrete mixes containing a structural synthetic fiber (SNSFRC) based on a modified polypropylene copolymer, whose performancing properties are comparable and, in such cases, better than the traditional fibrous concrete containing steel fibers (SFRC).

1. INTRODUZIONE

L'impiego di fibre strutturali sintetiche negli impasti cementizi sta riscuotendo sempre più interesse nel settore delle costruzioni per le potenzialità offerte da questi compositi sia dai punti di vista prestazionale, economico ed ambientale, sia in termini di "libertà progettuale".

Le principali proprietà del calcestruzzo fibrorinforzato sono l'incremento della resistenza all'impatto, l'incremento della resistenza a fatica e l'aumento della duttilità, vale a dire la capacità di sopportare ulteriori carichi anche dopo la prima fessurazione, che avviene quando si raggiunge il valore di resistenza a flessione della matrice cementizia.

Le fibre sintetiche strutturali, a differenza di quelle metalliche che si corrodono, sono chimicamente inerti: questo significa che non si deteriorano in nessuna condizione d'ambiente chimico aggressivo.

Quindi progettare un calcestruzzo fibrorinforzato con fibre sintetiche (Synthetic Fiber Reinforced Concrete - SNFRC) significa confezionare realmente un calcestruzzo durabile in tutte le sue componenti, fibre incluse.

Lo studio prende avvio dalla sperimentazione in laboratorio di diverse miscele di calcestruzzo con una fibra sintetica strutturale a base di un copolimero di polipropilene modificato (RXF 54), in comparazione a calcestruzzi contenenti fibre di acciaio (Steel Fiber Reinforced Concrete – SFRC).

La caratterizzazione meccanica-energetica di questi calcestruzzi SNFRC ha avuto lo scopo di evidenziare le proprietà di questi nuovi conglomerati fibrosi con fibre sintetiche strutturali rispetto ad un calcestruzzo di riferimento e ad uno contenente fibre di acciaio uncinata (FMU).Questo tipo di fibra metallica è stata scelta in quanto è dimostrato la superiorità meccanica di calcestruzzi fibrorinforzati con una fibra uncinata rispetto a quelli in cui viene impiegata una fibra metallica liscia.

Sono state effettuate la determinazione della resistenza meccanica a compressione, la determinazione della resistenza a fessurazione e della tenacità, la determinazione della trazione indiretta (prova brasiliana), la determinazione della tenacità su piastra, la determinazione del modulo d'elasticità e la determinazione della resistenza all'impatto.

I risultati di laboratorio hanno evidenziato che a pari percentuale volumetrica, i calcestruzzi confezionati con le fibre sintetiche strutturali permettono di ottenere risultati superiori rispetto ai calcestruzzi con fibre d'acciaio, soprattutto in termini di mantenimento della capacità portante del calcestruzzo anche dopo la fessurazione, o in altri termini, un incremento della duttilità del conglomerato cementizio.

2. MATERIALI

Cemento: CEM 42,5R tipo II/A-L

Aggregati: gli inerti impiegati sono quattro, due ghiaie con diametro massimo 19mm e due sabbie con diametro massimo 2mm.

Additivo: superfluidificante FLUIMENT SAE 25. Conforme alle norme ASTM C-494 tipo F e UNI EN 934-2/2000 Tab. 3.1-3.2

Fibre:

RXF 54 – fibra sintetica strutturale a base di un copolimero di polipropilene modificato. Le caratteristiche sono riportate in Tab. 1

FMU – fibra d'acciaio uncinata.

Le caratteristiche sono riportate in Tab. 2

3. DESCRIZIONE DELLE MISCELE

Sono state preparate tre tipi di miscele, il cui mix design è identico per tutte. Il mix design di base delle tre miscele è riportato in Tab. 3.

I calcestruzzi sono stati inoltre confezionati a pari rapporto A/C e a pari slump, impiegando un additivo superfluidificante ad alte prestazioni FLUIMENT SAE 25.

La prima miscela CR0 è il calcestruzzo di riferimento in cui non è presente alcun tipo di fibra. La miscela CR1 contiene le fibre RXF 54, la miscela CR2 contiene, invece, le fibre FMU.

4. DESCRIZIONE DELLE PROVE IN LABORATORIO

Resistenza a compressione

La determinazione della resistenza a compressione, per le tre miscele, è stata eseguita su cubetti di 150 mm di spigolo, secondo norma UNI 6132. La resistenza a compressione è stata misurata a 1,7 e 28 gg di stagionatura per la miscela CR1; mentre per le miscele CR0 e CR2 il valore è stato determinato a 28gg di stagionatura.

Le fibre RXF 54 e FMU sono state impiegate entrambe al dosaggio di 0,5% in volume.

Trazione indiretta

La determinazione della trazione indiretta, per le tre miscele, è stata eseguita su cilindri aventi diametro 150 mm e lunghezza 300 mm, secondo norma UNI 6135, alla stagionatura di 28gg.

Le fibre RXF 54 e FMU sono state impiegate entrambe al dosaggio di 0,5% in volume.

Modulo di elasticità secante

La determinazione del modulo d'elasticità secante a compressione è stata eseguita solo per le miscele CR1 e CR2, su prismi di dimensioni 150x150x500 mm, secondo la norma RILEM CPC-8.

Le fibre RXF 54 e FMU sono state impiegate entrambe al dosaggio di 0,5% in volume.

Prova di punzonamento su piastra

La prova di punzonamento su piastre di dimensioni 500x500x100 mm è stata eseguita per le miscele CR1 e CR2. Le fibre RXF 54 e FMU sono state impiegate entrambe al dosaggio di 0,5% in volume.

Per l'esecuzione di questa prova, le piastre sono state appoggiate con la superficie contro cassero su di un telaio metallico avente luce libera di flessione di 425 mm nelle due direzioni. Il carico è stato applicato per mezzo di un martinetto idraulico e trasmesso al centro del provino attraverso una piastra metallica di 100x100x20 mm.

Ad esclusione delle dimensioni del provino e del telaio di contrasto, si è adottata la procedura definita al punto A.4 della norma UNI 10834. La prova è stata interrotta al raggiungimento del valore di 25 mm dell'abbassamento. In figura 1 è riportato l'assetto di prova. Questo test assume un'importanza rilevante in

quanto viene richiesto nella qualificazione del calcestruzzo fibroso proiettato (sprayed concrete).

Resistenza a flessione e determinazione degli indici di tenacità

La prova di flessione su quattro punti, con determinazione degli indici di tenacità, è stata eseguita per la miscela CR1 alle stagionature di 1,7 e 28gg; mentre per le miscele CR0 e CR2 la determinazione è stata eseguita alla stagionatura di 28gg.

Le fibre RXF 54 e FMU sono state impiegate entrambe al dosaggio di 0,5% in volume.

La prova è stata condotta su prismi di dimensioni 100x100x400 mm, con intaglio di profondità pari a 10 mm realizzato all'intradosso in corrispondenza della sezione di mezzeria, con velocità di spostamento costante pari a 0,1 mm/min, secondo ASTM C1018. In figura 2 è riportato l'assetto di prova. E' stata, inoltre, eseguita la medesima prova, per la miscela CR1 ai seguenti dosaggi crescenti di fibra RXF 54: 0,5%, 1,0%, 1,5 e 2,0% in volume.

Determinazione della resistenza all'impatto

Le miscele sottoposte alla prova sono state la CR1 e la CR2, entrambe a due diversi contenuti di fibre: 0,3% e 0,4% in volume.

Una seconda prova di determinazione della resistenza all'impatto è stata condotta impiegando solo la miscela CR1, ai seguenti dosaggi volumetrici crescenti di fibra RXF 54: 0,5%, 1,0%, 1,5% e 2,0%.

La prova è stata condotta secondo il metodo indicato dalla commissione ACI 544, che consiste nel far cadere, da una certa altezza, un maglio di peso noto misurando il numero di colpi necessario a rompere il provino.

5. RISULTATI E DISCUSSIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO

Resistenza a compressione

La resistenza a compressione di un conglomerato cementizio, come è noto, non è influenzata dalla presenza, tipo e dosaggio di fibra.

In Tab. 4 sono riportati i risultati. Le miscele CR1 e CR2 hanno valori di compressione leggermente inferiori alla miscela di riferimento CR0. Questo è giustificato dal fatto che il volume occupato dalla presenza delle fibre viene sottratto alla matrice cementizia responsabile dei valori di resistenza a compressione.

Trazione indiretta

In Tab. 5 sono riportati i risultati. Le miscele CR1 e CR2 hanno valori paragonabili, mentre la miscela di riferimento, non essendo fibrorinforzata, CR0 ha valori leggermente inferiori.

Modulo di elasticità secante

In Tab. 6 sono riportati i risultati. La miscela CR1 contenente la fibre RXF 54 ha un valore di modulo elastico leggermente inferiore (circa 7%) rispetto alla miscela CR2 contenente le fibre FMU. Questa differenza si traduce in una migliore capacità della miscela CR1 di sopportare eventuali sollecitazioni.

Prova di punzonamento su piastra

Con la miscela CR2 contenente le fibre sintetiche RXF 54 si ottengono calcestruzzi aventi valori d'energia d'assorbimento superiori del 28% rispetto ai corrispondenti calcestruzzi realizzati con le miscele CR1 contenenti, invece, le fibre metalliche FMU.

In Tab. 7 sono riportati i risultati. Si evidenzia un'ampia variazione dei valori delle misure delle lastre contenenti le fibre FMU, questo è indice di una pessima distribuzione delle fibre FMU nell'impasto.

Questo risultato conferma quanto noto in letteratura circa le difficoltà nel disperdere nel calcestruzzo le fibre metalliche a causa della loro rigidità, contrariamente a quanto, invece, accade per le fibre sintetiche.

Nelle fig. 3 e fig. 4 sono riportati i diagrammi delle prove di punzonamento su piastra rispettivamente per la miscela CR1 contenente le fibre RXF 54 e la miscela CR2 contenente le fibre FMU.

Resistenza a flessione e determinazione degli indici di tenacità

I risultati, riportati in Tab. 8 e Tab. 9, mostrano una sostanziale equivalenza di risultati tra la miscela CR1, contenente le fibre RXF 54, e la miscela CR2, contenente le fibre FMU.

Occorre, però, sottolineare che nel caso delle fibre RXF 54 è possibile aumentare il dosaggio fino a 15-20 kg/mc,incrementando notevolmente le proprietà meccaniche del calcestruzzo fibroso.

Per quanto riguarda invece le fibre FMU, l'elevato dosaggio(39 kg/mc) rappresenta un limite difficilmente superabile senza avere grosse difficoltà nel confezionamento del calcestruzzo in cantiere.

Pertanto il risultato ottenuto dimostra che le fibre RXF 54 hanno notevoli potenzialità ,in quanto consentono di confezionare calcestruzzi con dosaggi di fibre in volume nettamente superiori ai limiti imposti dall'uso di fibre FMU. In questo modo si possono "inventare" nuovi compositi cementizi ad altissima duttilità e caratterizzati da un basso peso proprio (calcestruzzi leggeri, strutturali, ad alta duttilità, durabili).Le figure 5 e 6 riportano la curva carico/deformazione di un prisma, maturato a 28gg, confezionato rispettivamente con la miscela CR1 e CR2. La medesima prova (ASTM C-1018) condotta per la

miscela CR1 a diversi dosaggi crescenti di fibra RXF 54 dimostra che maggiore è il contenuto di fibra RXF 54, più alte sono la tenacità e la duttilità del calcestruzzo. I risultati di questa prova sono riportati in Tab. 10.

Determinazione della resistenza all'impatto

Il confronto tra le fibre RXF 54 e FMU (risultati riportati in figura 7) indica che a parità di dosaggio volumetrico le fibre RXF 54 hanno una resistenza all'impatto più molto elevata: infatti occorre un numero doppio di colpi, rispetto al provino con le fibre FMU, per portare a rottura i provini confezionati con RXF 54.

Inoltre, la medesima prova condotta per la miscela CR1 a diversi dosaggi crescenti di fibra RXF 54 dimostra che maggiore è il contenuto di fibra RXF 54, maggiore è la resistenza all'impatto del calcestruzzo. I risultati di questa seconda prova sono riportati in Tab. 11.

6. CONCLUSIONI

La nuove fibre sintetiche strutturali RXF 54 formano all'interno del calcestruzzo un rinforzo tridimensionale, in grado di distribuire efficacemente le tensioni interne ed esterne, cui è sottoposto normalmente il calcestruzzo.

Le proprietà prestazionali delle fibre RXF 54 sono paragonabili ed in alcuni casi superiori al tradizionale calcestruzzo fibroso con fibre di acciaio uncinate (FMU).

In particolare le fibre RXF 54 determinano un incremento della resistenza all'impatto due volte superiore alle fibre FMU, un incremento della resistenza a fatica ed un aumento della duttilità,cioè la capacità di sopportare ulteriori carichi anche dopo la prima fessurazione, che avviene quando si raggiunge il valore di resistenza a flessione del calcestruzzo.

Tutte queste performance si raggiungono senza che l'aggiunta delle fibre RXF 54 influenzi negativamente la lavorabilità del calcestruzzo e la posa in opera del medesimo.

7. BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

[Aa. Vv., *Nuovi sviluppi dei materiali cementizi compositi rinforzati con polimeri fibrosi*, in Seminario Internazionale "L'applicazione di compositi fibrosi a matrice polimerica nell'ingegneria civile strutturale", Bologna 22 ottobre 1993

Aa. Vv., *Ottimizzazione della tenacità di compositi cementizi carbo-fibrosi*, in "Atti delle Giornate AICAP", Spoleto 16-18 maggio 1991

AICAP, *Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche*, (Aggiornamento 1990)

AICAP, *Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre di polietilene, o di polipropilene, o di poliacrilonitrile, o di poliammide (nylon)*, 1992

AICARDI R., *Pavimenti industriali in calcestruzzo*, ITEC, Milano 1985

BOLZONI A., MANTEGAZZA G., *Studio sperimentale sulla reologia e sulle proprietà meccaniche di calcestruzzi fibrorinforzati con fibre di carbonio*, in "L'Edilizia e L'industrializzazione", n.3, marzo 1989

AICAP, *Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche*, (Aggiornamento 1990)

CARPINTERI A., *Materiali per l'ingegneria civile*, CNR, Roma 1989

DI TOMMASO A., *Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre*, in "Atti del Convegno AITEC", Parma; ottobre 1985

DI TOMMASO A., *Le fibre d'acciaio nei conglomerati cementizi*, in "Acciaio", febbraio 1986

Simbologia

E_c: modulo di elasticità secante 0,5 MPa and 0,33fc
R_c: resistenza cubica a compressione (UNI 6132)
F_c: resistenza cilindrica o prismatica a compressione (UNI 6132)
F_b: resistenza a trazione indiretta (UNI6135)
l: distanza fra gli appoggi nella prova di flessione
F_{max}: carico massimo
F_c: carico di prima fessurazione
δ_c: valore dello spostamento in mezzeria corrispondente a F_c
I_5, I_{10}, I_{20} e I_j: Indici di tenacità (ASTM C1018)

TAB 1: Proprietà chimico - fisiche delle fibre RXF 54

Peso specifico	0,91Kg/dm^3
Lunghezza (l)	54 mm
Diametro equivalente (d)	0,069 mm
Rapporto d'aspetto (l/d)	782
Denier	3020
Resist.ad acidi, basi, sali	Totale
Conformità	ASTM C-1116

TAB 2: Proprietà chimico-fisiche delle fibre FMU

Peso specifico	7,81 Kg/dm^3
Lunghezza (l)	50 mm
Diametro equivalente (d)	0,62 mm
Rapporto d'aspetto (l/d)	81
Resist. ad acidi, basi, sali	Parziale
Conformità	ASTM C-1116

TAB 3: Mix design delle miscele

Sabbia fine (0,5/0,1 mm)	353 Kg
Sabbia (2,00/0,3 mm)	255 Kg
Ghiaino (7,0/2,0 mm)	538 Kg
Ghiaia (19,0/10,0 mm)	579 Kg
CEM 42,5 R Tipo II/A-L	450 Kg
A/C	0,40
SLUMP	19

TAB. 4: Resistenza a compressione

Tipo di mix	Fibra e dosaggio (v/v)	Stag. gg	Lungh mm	Larg h. mm	Alt. mm	f_c MPa
CR1	RXF54 0,5%	1	150	149	150	29,6
CR1	RXF54 0,5%	1	150	150	150	32,4
CR1	RXF54 0,5%	1	150	150	150	32,2
CR1	RXF54 0,5%	1	150	149	150	31,1
CR1	RXF54 0,5%	7	150	150	150	38,0
CR1	RXF54 0,5%	7	150	149	150	42,4
CR1	RXF54 0,5%	7	150	150	150	50,2
CR1	RXF54 0,5%	7	150	149	150	39,3

Segue Tab. 4 – Resistenze a compressione

Tipo di mix	Fibra e dosaggio (v/v)	Stag. gg	Lungh mm	Larg h. mm	Alt. mm	f_c MPa
CR1	RXF54 0,5%	28	150	148	150	45,3
CR1	RXF54 0,5%	28	150	151	150	46,5
CR1	RXF54 0,5%	28	150	151	150	58,5
CR1	RXF54 0,5%	28	150	150	150	58,8
CR2	FMU 0,5%	28	150	148	150	49,2
CR2	FMU 0,5%	28	150	150	150	49,2
CR2	FMU 0,5%	28	150	150	150	50,1
CR2	FMU 0,5%	28	150	149	150	50,1
CR0	==	28	150	150	150	50,0
CR0	==	28	150	151	150	56,0
CR0	==	28	150	150	150	58,5
CR0	==	28	150	149	150	57,9

TAB. 5: Resistenza a trazione indiretta

Tipo di mix	Fibra e dosaggio (v/v)	Stag. gg	Dia m mm	Alt. mm	f_b MPa
CR1	RXF54 0,5%	28	150	299	4,4
CR1	RXF54 0,5%	28	150	299	4,7
CR1	RXF54 0,5%	28	150	299	4,6
CR2	FMU 0,5%	28	150	300	4,8
CR2	FMU 0,5%	28	150	300	5,2
CR2	FMU 0,5%	28	150	300	4,9
CR0	==	28	150	300	3,9
CR0	==	28	150	299	3,2
CR0	==	28	150	299	3,7

TAB. 6: Modulo di elasticità secante

Tipo di mix	Fibra e dosaggio (v/v -%)	Stag. gg	Lung mm	Larg mm	Alt. mm	f_c MPa	E_c MPa
CR1	RXF54 0,5	28	150	150	500	44,0	29164
CR1	RXF54 0,5	28	150	150	500	44,2	31224
CR1	RXF54 0,5	28	150	149	500	42,5	28765
CR1	RXF54 0,5	28	150	151	500	41,9	==
CR1	RXF54 0,5	28	150	150	500	42,7	==
CR1	RXF54 0,5	28	150	150	500	44,3	==
CR2	FMU 0,5	28	150	149	500	47,5	31229
CR2	FMU 0,5	28	150	150	500	49,6	32753
CR2	FMU 0,5	28	150	151	500	46,5	32207
CR2	FMU 0,5	28	150	150	500	48,6	==
CR2	FMU 0,5	28	150	150	500	46,7	==
CR2	FMU 0,5	28	150	150	500	47,1	==

TAB. 7: Prova di punzonamento su piastra

Tipo di miscela	Fibra e dos. (v/v)	Spess. (cm)	Carico max kN	Energia assorb. J
CR1	RXF 54 0,5%	10,1	60,8	930
CR1	RXF 54 0,5%	10,0	69,7	904
CR1	RXF 54 0,5%	9,5	76,6	851*
CR2	FMU 0,5%	10,1	84,7	619
CR2	FMU 0,5%	9,9	62,9	412**
CR2	FMU 0,5%	10,0	95,4	908

* Prova interrotta a circa 21mm di freccia
** Prova interrotta a circa 16 mm di freccia

TAB. 8: Resistenza a flessione

Tipo di miscela	Fibra e dos (v/v)	Stag. gg	Lung mm	Larg. mm	Alt mm	F_{max} daN
CR1	RXF 54 0,5	1	100	101	400	775,7
CR1	RXF 54 0,5	1	100	100	400	672,7
CR1	RXF 54 0,5	1	100	100	400	744,2
CR1	RXF 54 0,5	7	100	100	400	800,2
CR1	RXF 54 0,5	7	100	100	400	903,1
CR1	RXF 54 0,5	7	100	100	400	824,5
CR1	RXF 54 0,5	28	100	100	400	905,7
CR1	RXF 54 0,5	28	100	101	400	953,7
CR1	RXF 54 0,5	28	101	101	400	1058,7
CR2	FMU 0,5	28	101	100	400	1068,7
CR2	FMU 0,5	28	100	101	400	1059,7
CR2	FMU 0,5	28	101	100	400	1099,7
CR0	===	28	101	100	400	988,2
CR0	===	28	101	100	400	1062,2
CR0	===	28	100	101	400	1054,2

TAB. 9: Indici di tenacità

Tip di mix	Fibra e dosa (v/v -%)	Stag gg	δ_c mm	I_5	I_{10}	I_{20}	I_j
CR1	RXF54 0,5	1	0,031	4,95	8,89	15,06	0,16
CR1	RXF54 0,5	1	0,023	4,99	9,37	16,32	0,15
CR1	RXF54 0,5	1	0,027	5,28	9,34	16,17	0,19
CR1	RXF54 0,5	7	0,030	4,87	8,67	15,11	0,19
CR1	RXF54 0,5	7	0,039	5,17	9,33	16,10	0,24
CR1	RXF54 0,5	7	0,031	4,82	8,41	14,08	0,17
CR1	RXF54 0,5	28	0,025	5,17	9,26	15,61	0,23
CR1	RXF54 0,5	28	0,037	4,59	7,66	12,27	0,19
CR1	RXF54 0,5	28	0,032	4,92	8,14	12,77	0,20
CR2	FMU 0,5	28	0,030	5,07	8,12	10,67	0,08
CR2	FMU 0,5	28	0,034	4,49	7,50	11,69	0,15
CR2	FMU 0,5	28	0,031	4,94	9,09	17,35	0,25
CR0	===	28	0,034	4,55	6,85	8,25	===
CR0	===	28	0,038	4,44	6,68	7,94	===

TAB.10: Resistenza a flessione ed indici di tenacità in funzione del dosaggio di RXF 54

Dosaggio fibre RXF 54 nella miscela CR1 (v/v)	F_{max} daN	I_5	I_{10}	I_{20}
0,5%	4,4	2,5	6,0	11,7
1,0%	4,5	4,0	7,6	12,5
1,5%	5,0	4,0	7,6	14,0
2,0%	5,1	4,0	7,6	22,0

TAB. 11: Resistenza all'impatto

Dosaggio fibre RXF 54 nella miscela CR1 (v/v)	Numero di colpi per determinare la prima fessura	Numero di colpi per determinare la rottura completa
0,5%	70	180
1,0%	80	340
1,5%	90	410
2,0%	220	550

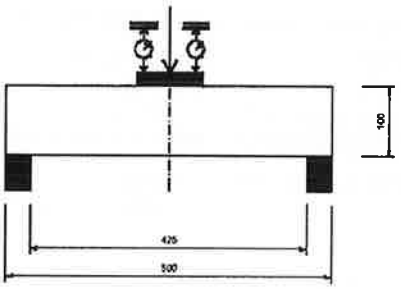


Fig. 1 –Schema della prova di punzonamento su piastra

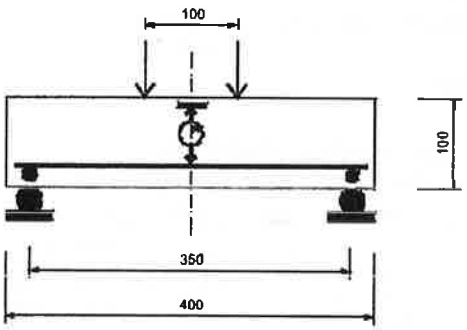


Fig.2 –Schema della prova di flessione

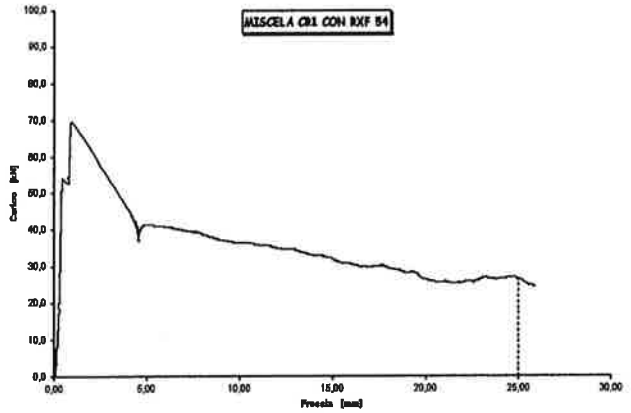


Fig. 3: Prova di punzonamento su piastra per la miscela CR1 contenente RXF 54

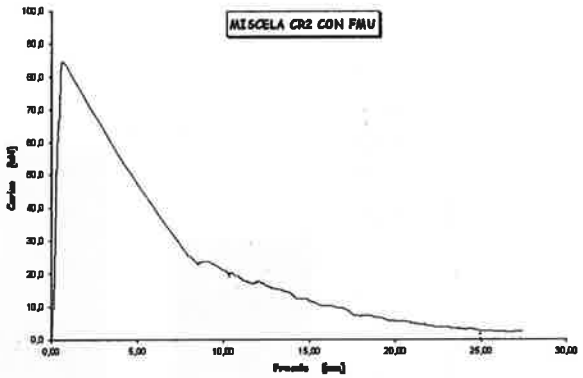


Fig. 4: Prova di punzonamento su piastra per la miscela CR2 contenente FMU

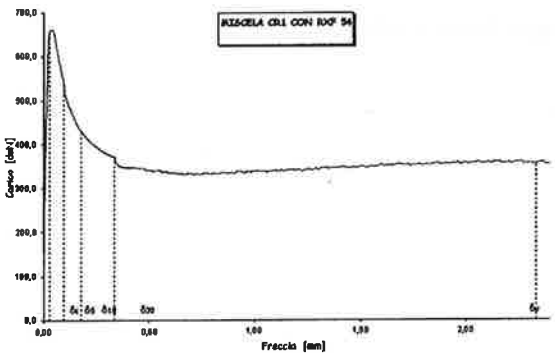


Fig. 5: Curva carico/freccia della miscela CR1 contenente RXF 54

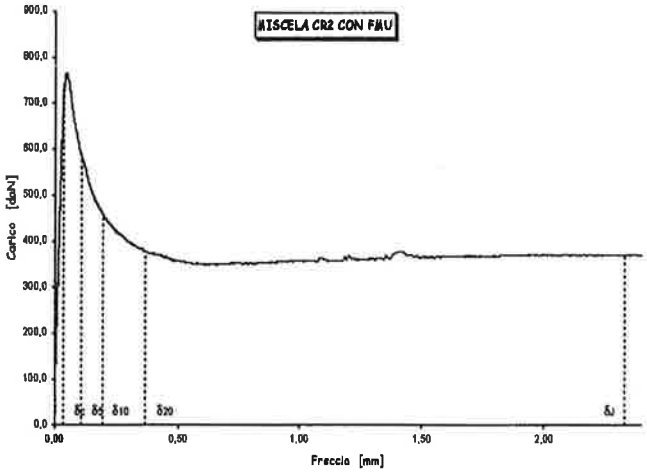


Fig. 6: Curva carico/freccia della miscela CR2 contenente FMU

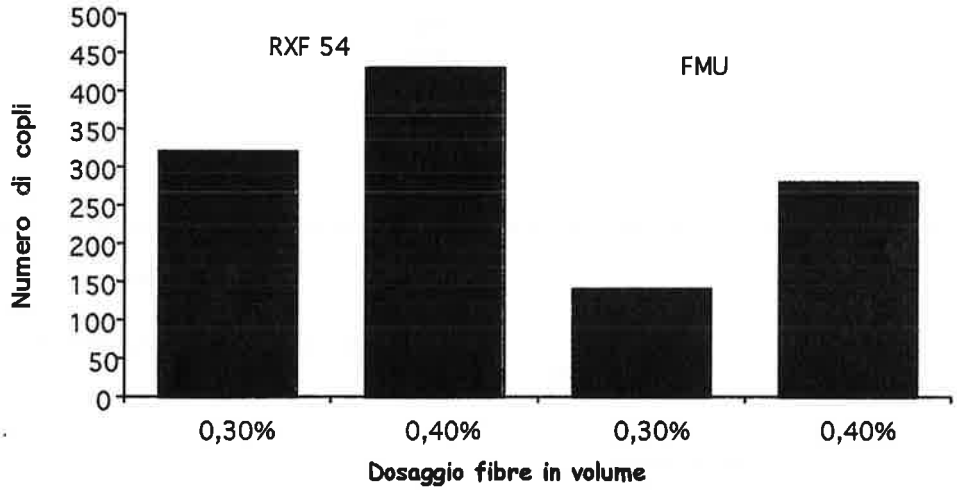


Fig.7- Resistenza all'impatto – ACI 544

CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA VITA A FATICA DI OPERE IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

Annibale Luigi Materazzi[1], Emanuele Filiberto Radogna[2]

[1] Straordinario di Progetto di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.
[2] Ordinario f.r. di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza».

SOMMARIO

Dopo alcuni richiami sugli aspetti fenomenologici della rottura per fatica di membrature di calcestruzzo strutturale, vengono esaminate le procedure indicate da alcune normative al fine di valutate la sicurezza rispetto allo stato limite ultimo di fatica. Alcuni esempi di applicazione confermano le informazioni sperimentali disponibili che mostrano come la fatica possa produrre danneggiamento significativo solo se accompagnata da concomitanti fenomeni di aggressione chimica o da fessurazione eccessiva. L'osservazione periodica del comportamento delle strutture fornisce quindi un valido contributo anche alla prevenzione della rottura per fatica.

SUMMARY

In the present paper the phenomenological aspects of fatigue of concrete structures are first recalled. Then the procedures suggested by some international codes for assessing the fatigue safety are reviewed. Some numerical examples confirm the available field information, showing the onset of fatigue only if other damaging processes, like corrosion or cracking, are active. The systematic observation of structural behaviour can give a useful contribution in order to prevent fatigue damage.

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

Lo stato limite ultimo di fatica ha la specificità di realizzarsi in condizioni di esercizio per effetto di vibrazioni prodotte dai carichi di utilizzazione, ripetuti un gran numero di volte.

La sicurezza alla fatica dipende quindi dal margine esistente fra la durata della vita di servizio richiesta alla struttura in esame e la durata della vita a fatica.

Nel caso delle opere in calcestruzzo strutturale occorre considerare i fenomeni di danneggiamento progressivo del conglomerato, delle armature, ordinarie o pretese, e del legame di aderenza tra acciaio e conglomerato.

Peraltro esempi di dissesti, attribuibili alla fatica e documentati in [2], mostrano che tali fenomeni si sono verificati sistematicamente in concomitanza con fessurazioni e deformazioni flessionali eccessive, riduzioni localizzate di aderenza, corrosione delle armature e non da soli.

La tendenza attuale verso l'impiego di calcestruzzi aventi prestazioni sempre più elevate, unitamente alla diffusione del metodo di calcolo agli stati limite, conduce alla realizzazione di strutture più leggere e più snelle, potenzialmente più predisposte a fenomeni vibratori e, quindi, più sensibili al danneggiamento meccanico indotto dai carichi variabili ripetuti un gran numero di volte.

Appare pertanto di interesse studiare da un lato la vulnerabilità alla fatica delle varie tipologie strutturali e, dall'altro, favorire, per le tipologie più sensibili, l'introduzione nelle normative tecniche di metodologie di controllo della sicurezza alla fatica in armonia con l'avanzamento delle conoscenze scientifiche sull'argomento.

Nel presente lavoro vengono preliminarmente richiamati gli aspetti fenomenologici della rottura per fatica di membrature di calcestruzzo strutturale e le procedure di verifica allo stato limite ultimo di fatica definite dal CEB-FIP Model Code 1990.

Utilizzando la metodologia di verifica ivi esposta, vengono quindi sviluppati alcuni esempi di applicazione, che consentono di discutere criticamente le prescrizioni normative suddette.

L'esame dei risultati ottenuti fornisce inoltre suggerimenti per le procedure di controllo delle opere potenzialmente esposte al pericolo di danneggiamento per fatica che abbiano raggiunto quel periodo di riferimento di 50 anni che è generalmente assunto per la vita di progetto.

2. RICHIAMI SUL COMPORTAMENTO A FATICA DEI MATERIALI COSTITUTIVI E DEI COMPONENTI STRUTTURALI

Come è noto la fatica ad alto numero di cicli è un processo irreversibile di danneggiamento dei materiali che si può attivare quando questi sono esposti ad un gran numero di cicli di tensioni variabili nel tempo, tipicamente molti milioni. Il livello di tali tensioni è quello delle tensioni di servizio, quelle frequenti, al contrario del fenomeno della fatica plastica o fatica a basso numero di cicli, che interessa soprattutto le strutture dell'ingegneria antisismica. Pertanto la rottura per fatica si presenta come uno stato limite ultimo singolare, e pertanto più insidioso, in quanto è prodotto dai carichi di servizio.

Nel caso delle opere di calcestruzzo strutturale. i materiali esposti al pericolo della fatica sono il conglomerato cementizio e l'acciaio (ordinario ad aderenza migliorata o da precompresso), così come il legame di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Dal punto di vista fenomenologico le barre o i fili di acciaio rotti per fatica presentano segni inequivocabili che consentono di riconoscere con certezza la causa che ha portato alla rottura stessa. In particolare la sezione del materiale presenta una zona lucida caratterizzata da striature parallele (linee di spiaggia), che indicano il luogo attraverso il quale è avvenuto il lento accrescimento della fessura per fatica a partire da un difetto localizzato iniziale. Si nota poi una seconda zona di aspetto rugoso ove è avvenuta la rottura statica improvvisa della sezione.

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio il pezzo rotto per fatica non presenta segni altrettanto evidenti del processo di danneggiamento per fatica. Taluni sperimentatori hanno peraltro notato che al termine delle prove di fatica gli inerti si presentano talvolta scollati dalla pasta di cemento che li inglobava, in conseguenza dell'azione di apertura e di chiusura delle lesioni sviluppate all'interfaccia inerte-pasta. Nella realtà, però, occorre ammettere che è molto problematico, se non impossibile, riconoscere in situ i segni della rottura per fatica del conglomerato, tanto che nel passato si è spesso negata la possibilità che il conglomerato potesse essere interessato da problemi di fatica.

Per quanto riguarda il legame di aderenza acciaio-calcestruzzo i segnali che possono far individuare la presenza di danneggiamento per fatica sono di tipo indiretto, evidenziati dalla comparsa nel conglomerato di fessure più ampie, indice a loro volta di un difettoso controllo della fessurazione da parte delle armature.

La caratterizzazione della resistenza a fatica dei materiali viene normalmente effettuata in laboratorio mediante prove di carico ciclico condotte applicando al materiale storie di tensione di andamento sinusoidale ed ampiezza costante. I risultati delle prove, ripetute variando il valore dell'ampiezza della oscillazione di tensione applicata, vengono presentati su diagrammi luogo dei punti di rottura, che presentano sull'asse delle ascisse il numero di cicli a rottura N e su quello delle ordinate l'ampiezza delle tensioni $\Delta\sigma$ (curve di Wöhler, leggi S-N). Normalmente tali diagrammi vengono presentati in scale logaritmiche.

Caratteristica di tali risultati è che essi si presentano dispersi in una fascia piuttosto ampia, molto di più di quelli relativi alle prove di resistenza statica. Appare quindi naturale definire, anche in questo caso, curve interpolatrici corrispondenti alla media delle popolazioni statistiche dei risultati delle prove (leggi S-N medie) e curve "caratteristiche", associate ad opportune probabilità di superamento. Nel settore della fatica è consuetudine considerare il frattile 2%, che dista dalla media 2 scarti standard, anziché il frattile 5%, che è di comune impiego nel caso di carichi statici.

Per quanto riguarda gli acciai a basso tenore di carbonio l'andamento della legge S-N presenta un andamento decrescente al crescere di N, con un asintoto orizzontale, a $\Delta\sigma$ costante, che individua il livello tensionale che può essere sopportato dal materiale per una durata illimitata (limite di fatica). Quando la fatica si sviluppa in ambiente chimicamente aggressivo, si può però presentare un tipo di danneggiamento più insidioso, cosiddetto di corrosione-fatica, che comporta la scomparsa di tale limite [2]: non esiste cioè alcun livello di tensione, per quanto piccolo, che non conduca, dopo un adeguato numero di cicli, alla rottura. In tale regime di

danneggiamento aumenta inoltre la pendenza della legge S-N, fatto che evidenzia la maggiore velocità di evoluzione del fenomeno.

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio la esistenza o non esistenza di un limite di fatica è ancora argomento di dibattito scientifico. Le prove sperimentali più recenti non hanno ancora consentito di evidenziare tale limite, per lo meno al di sotto di 20 milioni di cicli di tensione, anche se argomentazioni teoriche, basate sui metodi della Meccanica della Frattura, inducono taluni studiosi a ritenere che esso debba esistere, per esempio per cicli di tensione inferiori al 30-40% del valore della resistenza statica.

Dal punto di vista della sicurezza strutturale appare prudente utilizzare per il conglomerato leggi S-N prive del limite di fatica, atteggiamento che è recepito dalle normative tecniche internazionali più aggiornate, quali ad esempio il Model Code 1990 del CEB.

3. RICHIAMI SULLE PROCEDURE DI VERIFICA DELLA NORMATIVA NAZIONALE E INTERNAZIONALE

Preliminarmente, giova ricordare che lo stato limite ultimo di resistenza alla fatica è prodotto da azioni variabili nel tempo in condizioni di esercizio, per cui risultano applicabili i metodi della analisi lineare delle strutture, con eventuali correzioni, nel caso in cui la fessurazione modifichi in maniera apprezzabile le rigidezze flessionali.

3.1 La Normativa Italiana

Il Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", così come quello del 9 gennaio 1996, che aggiorna il metodo di calcolo agli stati limite, affrontano in più punti, anche se in modo semplificato, il problema della verifica a fatica.

Il primo documento, nell'ambito del metodo delle tensioni ammissibili (Cap. 3), al paragrafo 3.1.8 "Fenomeni di fatica" prescrive che in presenza di sollecitazioni che possano indurre fenomeni di fatica, se le tensioni nelle barre di acciaio ordinario soddisfano la limitazione

$$\sigma_{min} < \frac{2}{3}\sigma_{max} \qquad (1)$$

le tensioni ammissibili vengano ridotte secondo l'espressione:

$$\overline{\overline{\sigma}}_s = 0.75\overline{\sigma}_s\left[1+0.5\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right] \qquad (2)$$

Nessuna indicazione viene invece fornita per quanto riguarda il conglomerato.

Per quanto riguarda l'acciaio da precompresso, nel paragrafo 3.2.8.2 "Tensioni dovute ai sovraccarichi" viene dichiarata obbligatoria la verifica a fatica nel caso della precompressione parziale, senza che peraltro vengano precisati i dettagli della procedura da utilizzare.

Il Decreto Ministeriale del 9 gennaio 1996 fornisce sostanzialmente le stesse prescrizioni.

Indicazioni specifiche vengono fornite dal Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" nell'Allegato "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali".

Il paragrafo 4.1 "Verifica allo stato limite di fatica" recita infatti :

In mancanza di dati più precisi, derivanti da un'approfondita analisi della distribuzione statistica dei carichi, in relazione al previsto periodo di esercizio dell'opera, le verifiche devono essere effettuate per i carichi ed il numero di ripetizioni qui di seguito indicati:

a) strutture principali: 2 x 106 cicli di carico considerando solo il 50% dei carichi mobili con esclusione del coefficiente dinamico per il carico q1.b;

b) strutture secondarie d'impalcato (solette, trasversi, ecc.): 2 x 10^6 cicli di carico considerando l'intero carico q1.c o in alternativa, quando più sfavorevole, la percentuale di carico q1.b, senza effetto dinamico, specificata come segue:
- I cat. 100%;
- II cat. 50%.

Salvo casi particolari si possono trascurare gli effetti termici.

3.2 Il Model Code '90 del C.E.B.

Il Model Code 1990 [3] costituisce una sintesi degli sviluppi tecnici e scientifici più recenti nel settore della analisi e della progettazione delle strutture di c.a. e di c.a.p. Esso esplicitamente non copre tipi speciali di strutture civili (e tra queste i ponti), ma costituisce comunque anche per questi un importante documento di riferimento.

Il MC '90 si occupa della fatica nel capitolo 6.7 "Ultimate limit state of fatigue". Vengono previste tre procedure di analisi diverse, di crescente complessità e precisione.

3.2.1 Procedura di verifica semplificata

La prima procedura, cosiddetta "semplificata" è applicabile soltanto a strutture sottoposte ad un numero limitato di cicli di tensione (non superiore a 10^8 cicli). Per quanto riguarda l'acciaio, normale e da precompresso, la verifica consiste nel controllare che la massima ampiezza dei cicli di tensione $\max\Delta\sigma_{Ss}$, calcolata sotto l'azione dei carichi frequenti non superi un appropriato valore di riferimento, considerato ammissibile:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max\Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} \qquad (3)$$

γ_{Sd} e $\gamma_{s,fat}$ svolgono il ruolo consueto di coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente moltiplicatori delle azioni e riduttori delle resistenze ed assumono il valore, rispettivamente, γ_{Sd} = 1.1 e $\gamma_{s,fat}$ = 1.15, specificato al paragrafo 1.6.4.4. $\Delta\sigma_{Rsk}$ è il valore caratteristico della resistenza a fatica a 10^8 cicli, specificato nelle Tabelle I e II.

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio, la verifica semplificata può essere adottata a condizione che il valore massimo della tensione calcolata sotto l'azione dei carichi frequenti, $\sigma_{c,max}$ (compressione), $\sigma_{ct,max}$ (trazione) soddisfi le limitazioni seguenti:

Compressione: $\gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0.45 f_{cd,fat}$

in cui η_c è un fattore correttivo che tiene conto del gradiente delle tensioni agenti sulla sezione;

Trazione : $\gamma_{Sd} \cdot \sigma_{ct,max} \leq 0.33 f_{ctd,fat}$

La resistenza $f_{cd,fat}$ è assegnata dalla relazione:

$$f_{cd,fat} = 0.85 \cdot \beta_{cc}(t) \left(f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 f_{cko}} \right) \right) / \gamma_c \qquad (4)$$

in cui:

$\beta_{cc}(t)$ è un coefficiente che dipende dall'età del calcestruzzo all'inizio della applicazione del carico di fatica e che può essere assunto, in via cautelativa, pari ad 1.00;

f_{cko} ha il valore costante di 10 N/mm^2;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$f_{ctd,fat} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$

$f_{ctk,0.05}$ è la resistenza caratteristica cilindrica a trazione

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato e vale 1.5.

Tabella I - Parametri delle leggi S-N per l'acciaio ordinario da c.a. (da [5]).

		Esponente della legge S-N		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm^2]	
Acciaio da c.a.	N^*	k_1	k_2	ad N^* cicli	a 10^8 cicli
Barre rettilinee e piegate D≥25 ϕ					
ϕ ≤ 16 mm	10^6	5	9	210	125
ϕ > 16 mm	10^6	5	9	160	95
Barre piegate D < 25 ϕ	10^6	5	9	--	--
Barre saldate	10^7	3	5	50	30
Connettori meccanici	10^7	3	5	50	30
Ambiente marino	10^7	3	5	65	40

Tabella II - Parametri delle leggi S-N per l'acciaio da c.a.p. (da [5])

		Esponente della legge S-N		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm^2]	
Acciaio da c.a.p.	N^*	k_1	k_2	ad N^* cicli	a 10^8 cicli
Pretensione: trefoli rettilinei	10^6	5	9	160	95
Post-tensione: cavi curvi	10^6	3	7	120	65
cavi rettilinei	10^6	5	9	160	95
Connettori meccanici	10^6	3	5	80	30

3.2.2 Verifica con un solo livello di carico

Questo metodo tiene conto della effettiva durata della vita di servizio della struttura e si presenta come un perfezionamento rispetto al precedente in quanto la resistenza a fatica dei materiali non è quella che si ha a 10^8 cicli, ma quella effettiva, desunta dalla appropriata curva S-N, in corrispondenza del numero n effettivo di

cicli di tensione.

Per quanto riguarda l'acciaio la verifica consiste nel controllare che sia:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max\Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(n) / \gamma_{s,fat} \qquad (5)$$

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio la verifica consiste nel controllare che il numero di cicli effettivo, n, non sia superiore a quello ammissibile ($n \leq N$).

Il valore di N può essere calcolato secondo le funzioni di resistenza a fatica seguenti:

Compressione:

per log N $\leq$ 6 e 0 < Sc,min < 0.8

$$\log N = \log N_1 = (12 - 16 S_{c,\min} + 8 S_{c,\min}^2) \cdot (1 - S_{c,\max})$$

per log N > 6 e 0 < Sc,min < 0.8

$$\log N = \log N_2 = 0.2 \cdot \log N_1 (\log N_1 - 1)$$

per $\Delta S_c < 0.3 \frac{3}{8} \cdot S_{c,\min}$ e $0 < S_{c,\min} < 0.8$

$$\log N = \log N_3 = \log N_2 \left(0.3 \frac{3}{8} \cdot S_{c,\min} \right) / \Delta S_c$$

in cui:

$$S_{c,\max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{c,\min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,\min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\Delta S_c = S_{c,\max} - S_{c,\min}$$

Trazione:

$$\log N = 12 \cdot (1 - S_{t,\max})$$

con $S_{t,\max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{ct,\max} \cdot \eta_c / f_{ctd,fat}$

3.2.3 Procedura di verifica mediante il criterio di Palmgren-Miner

Questo metodo tiene conto della durata della vita di servizio richiesta, della distribuzione statistica dei cicli di tensione e della resistenza a fatica caratteristica dei materiali. Il danneggiamento per fatica D è calcolato secondo la regola di Palmgren-Miner.

I coefficienti parziali di sicurezza vengono applicati secondo le modalità seguenti.

Per quanto riguarda l'acciaio i valori N_{ri} vengono calcolati a partire da leggi S-N composte da due rami lineari in scala logaritmica, i parametri significativi sono dei quali sono dati dalle Tabelle I e II, usando un valore dell'escursione di tensione amplificato secondo l'espressione seguente:

$$\gamma_{Sd} \cdot \gamma_{s,fat} \cdot \Delta\sigma_{Ssi} \qquad (6)$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo i valori N_{ri} vengono calcolati direttamente dalle funzioni di resistenza a fatica del par. 3.2.2.

3.2.4. Gli Eurocodici

3.2.4.1 Il carico a fatica proposto dagli Eurocodici

L'Eurocodice n° 1, che si occupa dei principi generali di progetto e delle azioni sulle strutture, alla Parte 3 "Traffic loads on bridges" [5] fornisce informazioni circa i carichi da considerare ai fini delle verifiche a fatica delle strutture da ponte. Occorre comunque ricordare che questa parte dell'Eurocodice è ancora allo stadio di "Preliminary Drafting Note" e quindi è suscettibile di perfezionamenti e variazioni.

Il documento prevede cinque modelli alternativi di carico: il modello 1, simile a quello impiegato nelle verifiche statiche, utilizza un insieme di autocarri "frequenti", il modello 3 è composto di un solo veicolo, il modello 4 è composto di un insieme di autocarri "equivalenti" al traffico reale ed infine il modello 5 è basato su registrazioni del traffico reale.

Il modello di traffico numero 4, che tiene conto in modo dettagliato della composizione del traffico, è basato sull'uso di cinque autocarri standard, che sono definiti puntualmente, in apposite tabelle, per quanto riguarda il numero e la distanza tra gli assi, il carico equivalente di ciascun asse, le aree di impronta e le distanze trasversali tra le ruote.

Il modello suppone che ogni autocarro standard attraversi il ponte in assenza di qualsiasi altro veicolo.

Per quanto riguarda la composizione del traffico ciascun autocarro contribuisce al traffico totale secondo una ripartizione percentuale che dipende dalla severità del traffico.

Il numero di veicoli da considerare nella verifica viene specificato come numero totale di veicoli per anno e per corsia.

Per quanto riguarda il calcolo della sicurezza a fatica dei componenti principali (per esempio le travi principali) i carichi da fatichi vengono disposti al centro delle corsie di ingombro. Invece per il calcolo dei componenti secondari (trasversi, soletta, ecc..) i carichi possono essere disposti nelle posizioni più gravose sull'impalcato.

Il modello di carico numero 4 già comprende un coefficiente di amplificazione dinamica adeguato al caso di pavimentazioni di rugosità corrente.

In corrispondenza dei giunti di dilatazione può esse-

re considerato un coefficiente di amplificazione supplementare da applicarsi a tutti i carichi in funzione della distanza dal giunto di dilatazione.

Relativamente al numero di anni da considerare nella verifica, l'Eurocodice 1 indica il numero di 100.

3.2.4.2 Le leggi S-N degli Eurocodici

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali nei confronti della fatica e cioè le corrispondenti leggi S-N, indicazioni specifiche sono previste nella Parte 1E dell'Eurocodice 2, che però è ancora in corso di redazione e pertanto non sono al momento disponibili.

4. APPLICAZIONI NUMERICHE

Vengono prentati tre esempi, nei quali si applica la procedura di verifica più rigorosa, basata sull'analisi dinamica della risposta strutturale e sulla valutazione del danneggiamento con il criterio di Palmgren-Miner.

Gli esempi riguardano due travi da ponte, l'una in precompresso, l'altra in c.a. normale ed il solaio di un'aula scolastica, come rappresentativi di casi tipici ricorrenti.

4.1 Il caso di un ponte in c.a.p.

Il ponte considerato nel presente esempio numerico è costituito da un travata appoggiata di 37 m di luce ed avente la sezione trasversale, di c.a.p., riportata in figura 1. Il modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili è composto di 75 nodi collegati fra di loro da 74 elementi finiti di trave. I nodi sono disposti al passo costante di 50 cm.

Come carico è stato utilizzato il modello n° 4 dell'EC 1, supponendo che la velocità dei veicoli, non specificata dall'Eurocodice, sia di 30 m/s (108 Km/h).

La simulazione della mobilità di ogni singolo carico concentrato è stata effettuata descrivendo il carico mediante un opportuno insieme di forzanti triangolari mobili lungo il ponte aventi come ordinata massima il valore del carico, ed applicate a tutti i nodi del modello con un opportuno sfasamento temporale. Ciascuna forzante triangolare rappresenta il transito di una forza concentrata. La durata di ogni forzante è:

$$t_2 = \frac{2xi}{v} \qquad (7)$$

con i l'interasse fra i nodi del modello e v la velocità.

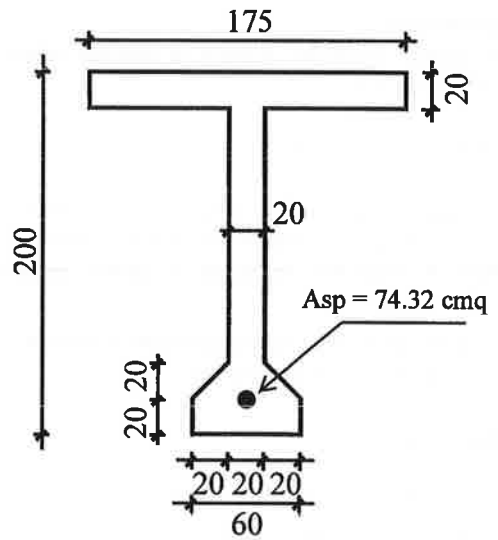


FIG. 1 - Sezione trasversale tipica ed armatura di precompressione.

Detto poi N il numero che individua ciascun nodo il valore dello sfasamento temporale t_0 della forzante applicata al nodo i vale:

$$t_0 = (N-2)x\frac{i}{v} \qquad (8)$$

Seguendo le indicazioni dell'EC 1, la durata della vita di servizio dell'opera è stata assunta pari a 100 anni ed il numero annuo di veicoli è stato considerato pari a due milioni. La ripartizione del numero totale dei veicoli fra le cinque classi tipologiche è stata fatta conformemente alle prescrizioni dell'Eurocodice.

A titolo di esempio in fig. 2 sono riportate le forzanti utilizzate per simulare il passaggio sul ponte dei veicoli della classe 3.

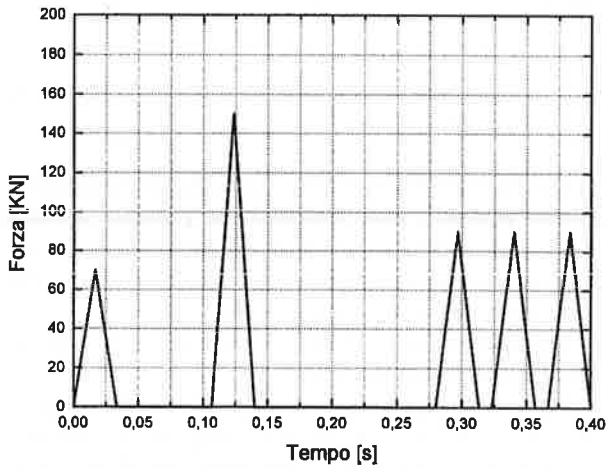


FIG. 2 - Definizione delle forzanti rappresentative del veicolo-tipo n° 3.

L'analisi della risposta strutturale è stata condotta in campo dinamico mediante integrazione diretta delle equazioni del moto. Per lo smorzamento strutturale è stato assunto il valore del 2% riferito allo smorzamento critico.

L'andamento della storia temporale dell'abbassa-mento della sezione di mezzeria del ponte al passaggio del veicolo-tipo n° 3 è rappresentata in fig. 3. Si nota che ad al passaggio del veicolo corrispondono numerosi cicli di abbassamento e di innalzamento rispetto alla configurazione indeformata e quindi numerosi cicli di tensione, che è possibile determinare con la tecnica di decomposizione e conteggio "rainflow".

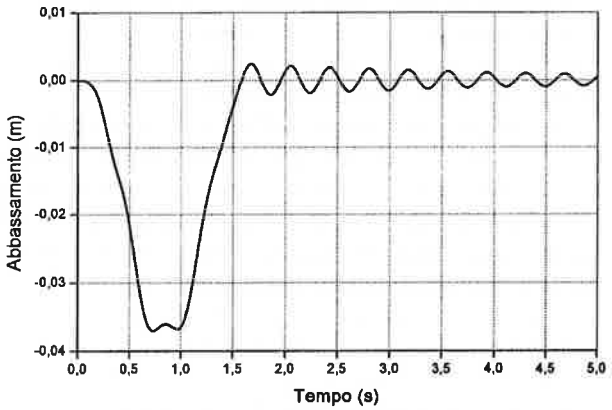


FIG. 3 - Storia temporale dell'abbassamento in mezzeria al transito del veicolo-tipo n° 3.

Sulla base dell'analisi elastica lineare della sezione di mezzeria sono stati determinate le ampiezze ed il numero di cicli di tensione prodotte dai 5 veicoli-tipo.

Nelle figure 4 e 5 sono riportati rispettivamente i risultati relativi al conglomerato ed all'acciaio da precompresso, con riferimento al veicolo-tipo n° 3. I diagrammi sono stati costruiti classificando i cicli di tensione sulla base della loro di ampiezza in classi della ampiezza di 1 Kg/cm^2 ciascuna e rappresentando sulle ordinate il numero di cicli appartenente a ciascuna classe.

E' stato quindi eseguito il calcolo del danneggiamento per fatica dovuto a ciascun veicolo-tipo secondo la tecnica proposta dal Model Code '90, che prevede l'applicazione della regola di Palmgren-Miner., e quindi il danneggiamento complessivo.

A tale scopo è stata utilizzata per l'acciaio da c.a.p la legge S-N. proposta dal Model Code '90.

Il danneggiamento per fatica è riportato nella tabella III, che, unitamente al valore complessivo dovuto al traffico totale sul ponte, evidenzia il contributo di danneggiamento dei veicoli appartenenti a ciascuna delle classi-tipo considerate.

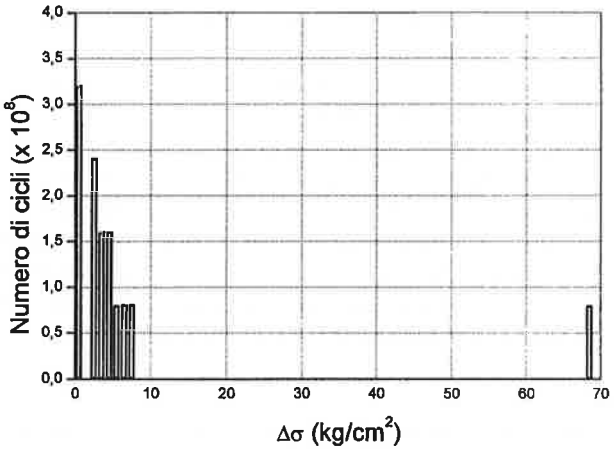


FIG. 4 - Veicolo-tipo n° 3: cicli di tensione nel calcestruzzo.

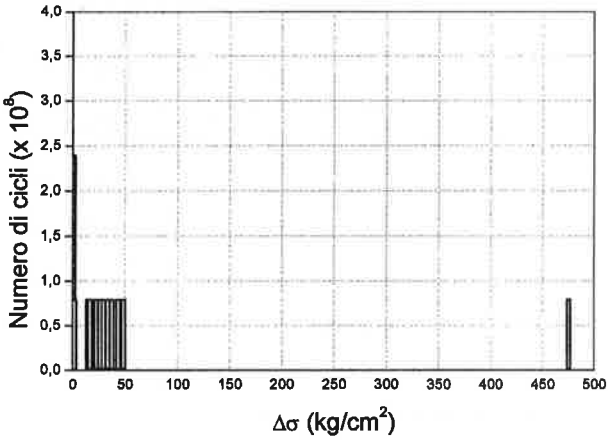


FIG. 5 - Veicolo-tipo n° 3: cicli di tensione nell'acciaio da precompresso.

Questo risultato risulta in armonia con quanto osservato in [2] a proposito della influenza della fessurazioni e delle eccessive deformazioni sulla attivazione dei fenomeni di fatica propriamente detti. Emerge quindi l'importanza del controllo programmato delle strutture durante la vita di esercizio.

Dall'esame della tabella si ricava che il danneggiamento complessivo per fatica è inferiore all'unità, tanto per il calcestruzzo che per l'acciaio e pertanto la sicurezza alla fatica è garantita con riferimento alla durata considerata per la vita di servizio. Tra i due materiali è peraltro il calcestruzzo a mostrare il danneggiamento più elevato, che raggiungerebbe il valore unitario per una durata della vita di servizio di circa 350 anni.

Questo risultato conferma la particolare idoneità della tecnica della precompressione nel caso di strutture soggette a fenomeni di fatica, perché la assenza di fessure limita il campo di variazione delle tensioni nelle ar-

mature presollecitate; in modo analogo le variazioni delle tensioni nel calcestruzzo compresso risultano contenute rispetto a quelle indotte dalla presollecitazione, anche a cadute lente esaurite.

Si nota anche che il contributo più significativo al danneggiamento è dato, per il calcestruzzo dall'insieme dei veicoli appartenenti alla classe n° 4 e per l'acciaio da quelli della classe n° 3. Nel caso del calcestruzzo predomina il parametro del numero dei veicoli, mentre per l'acciaio predomina il peso dei veicoli (la classe n°3 è caratterizzata dal peso più elevato fra tutte classi).

Tabella III - Danneggiamento per fatica del calcestruzzo e dell'acciaio da c.a.p. nella sezione di mezzeria.

		Danneggiamento D	
Classe	N.ro veicoli	Calcestruzzo	Acciaio
1	4×10^{7}	3.419×10^{-17}	1.096×10^{-5}
2	1×10^{7}	1.412×10^{-06}	1.797×10^{-4}
3	8×10^{7}	2.813×10^{-01}	1.426×10^{-2}
4	5×10^{7}	3.595×10^{-03}	1.989×10^{-3}
5	2×10^{7}	2.600×10^{-22}	1.106×10^{-3}
TUTTE	2×10^{8}	2.817×10^{-1}	1.755×10^{-2}

4.2 Il caso di un ponte in c.a.

L'analisi della sicurezza a fatica è stata ripetuta considerando il caso di un ponte di c.a. esistente. L'opera considerata è costituita da tre campate aventi luci, rispettivamente, di m 31.40, 43.75 e 31.40 ed è caratterizzata da uno schema statico a trave Gerber. Nel seguito l'attenzione verrà concentrata sul comportamento della trave tampone, lunga 19.75 m, situata in corrispondenza della campata centrale del ponte.

La sezione trasversale della porzione di struttura considerata è costituita da tre nervature alte 1.60 m collegate tra loro da una soletta dello spessore di 16 cm (fig. 6). Ciascuna nervatura è armata con 10 Ø 30 lisci inferiori.

Anche in questo caso è stato utilizzato come carico mobile il modello n° 4 dell'EC 1, considerando per la velocità il valore di 30 m/s. Vale peraltro la pena ricordare che all'epoca della realizzazione dell'opera (anni 1948-49) era in vigore la *normale* 9-VI-1945 n° 6081 del Ministero dei Lavori Pubblici, che prescriveva carichi di progetto assai inferiori a quelli attuali.

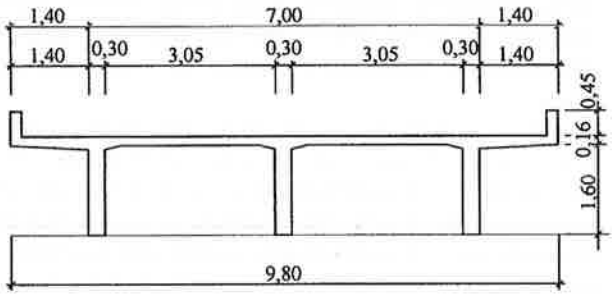


FIG. 6 - Sezione trasversale tipica dell'impalcato.

Per quanto riguarda il modello di calcolo impiegato e la procedura adottata per la simulazione della mobilità del carico, sono stati seguiti gli stessi criteri utilizzati nello sviluppo dell'esempio precedente.

Seguendo le indicazioni dell'EC 1, la durata della vita di servizio dell'opera è stata assunta pari a 100 anni ed il numero annuo di veicoli è stato considerato pari a due milioni. La ripartizione del numero totale dei veicoli fra le cinque classi tipologiche è stata fatta conformemente alle prescrizioni dell'Eurocodice.

L'andamento della storia temporale del momento flettente in mezzeria, dovuto al passaggio del veicolo-tipo n° 3, che fornisce in questo caso il contributo più elevato alla fatica dell'acciaio, è rappresentata in fig. 7.

Sulla base dell'analisi elastica lineare della sezione di mezzeria sono stati determinate le ampiezze ed il numero dei cicli di tensione prodotte dai 5 veicoli-tipo.

E' stato quindi eseguito il calcolo del danneggiamento per fatica dovuto a ciascun veicolo-tipo applicando della regola di Palmgren-Miner e, quindi, il danneggiamento complessivo. Occorre però segnalare che il Model Code 90 non fornisce leggi S-N differenziate per gli acciai ad aderenza migliorata e per quelli lisci che, come è noto, hanno un comportamento a fatica migliore, perché privi di risalti superficiali.

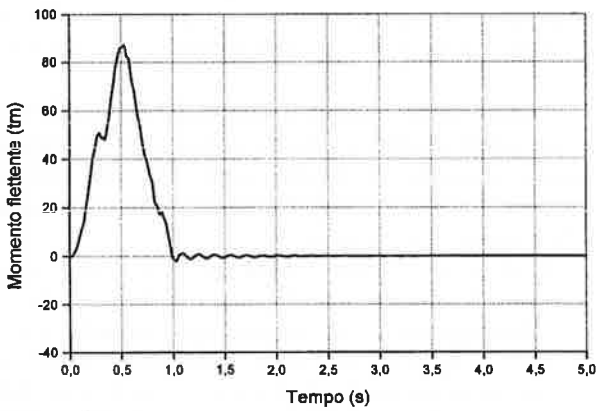


FIG. 7 - Storia temporale del momento flettente in mezzeria al transito del veicolo-tipo n° 2.

In mancanza di dati specifici, è stata comunque utilizzata la legge S-N. relativa alle barre ad aderenza migliorata di diametro superiore a 16 mm. Il danneggiamento per fatica così calcolato è riportato nella tabella IV.

A differenza del caso del ponte di c.a.p., è, questa volta, l'acciaio a mostrare il danneggiamento più elevato, danneggiamento che raggiungerebbe il valore unitario per una durata della vita di servizio di circa 69 anni. Questo risultato conferma il ruolo della fessurazione nel comportamento a fatica delle strutture di c.a. e di c.a.p.

Tabella IV - Danneggiamento per fatica del calcestruzzo e dell'acciaio da c.a. nella sezione di mezzeria.

		Danneggiamento D	
Classe	N.ro veicoli	Calcestruzzo	Acciaio
1	4×10^{7}	7.308×10^{-21}	5.916×10^{-2}
2	1×10^{7}	1.604×10^{-16}	2.043×10^{-2}
3	8×10^{7}	9.189×10^{-10}	1.205
4	5×10^{7}	2.366×10^{-15}	9.923×10^{-2}
5	2×10^{7}	2.427×10^{-14}	7.150×10^{-2}
TUTTE	2×10^{8}	9.189×10^{-10}	1.456

4.3 Il caso del solaio di una scuola

Nel caso degli edifici non esistono indicazioni normative sui carichi da utilizzare per la verifica a fatica. Peraltro utili indicazioni possono essere trovate nell'Appendice G del Bollettino CEB n°209 [4]. Nel caso di edifici per uffici l'attività del camminare produce un'azione dinamica a frequenze comprese tra 1.6 e 2.4 Hz che può essere rappresentata mediante la forzante:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^{n} G \cdot a_i \cdot \sin(2\pi i f_p t - \phi_i) \qquad (9)$$

in cui:

G è il peso di una persona;

α_i è il coefficiente di Fourier della armonica i-esima;

f_p è la frequenza dell'azione;

ϕ_i è l'angolo di fase della i-esima armonica;

i è il numero progressivo dell'armonica.

Arrestando lo sviluppo in serie alla prima armonica, in [4] vengono forniti, per l'attività del camminare, i valori: $\alpha_1 = 0.4$ e $\phi_1 = 0$.

Per completare la descrizione dell'azione, ai fini del danneggiamento per fatica, occorre precisare il peso G ed il numero di passaggi.

A titolo esemplificativo può essere considerato il caso del corridoio di un edificio scolastico, largo 4 m.

Per quanto riguarda il peso G di una persona si può assumere il valore di 700 N, leggermente inferiore a quello indicato in [4] come peso del pedone standard (800 N), ma forse più appropriato il caso in esame.

Una stima orientativa del numero dei passaggi può essere fatta in base alle seguenti considerazioni. Si può assumere che, nel corso di un anno scolastico, i giorni di lezione siano sono 280, in ognuno dei quali tutti gli studenti ed i docenti passano due volte attraverso il corridoio, che risulta essere un percorso obbligato. Occorre poi indicare il numero degli studenti e dei docenti.

Se la scuola comprende 20 aule, ciascuna frequentata da 30 studenti, si può assumere che ogni giorno almeno 20 x 30 = 600 persone possano transitare due volte (una all'ingresso ed una all'uscita) sul solaio del corridoio, ad esempio in tre colonne parallele disposte all'interasse trasversale di un metro.

Allo scopo di analizzare la risposta dinamica del solaio sotto il carico mobile indicato, è stato messo a punto un modello di calcolo agli elementi finiti, bidimensionale, considerando un stesa di solaio lunga 8 metri.

Il solaio è di tipo tradizionale, in laterocemento, ed è appoggiato lungo i due lati di 8 m, che si trovano all'interasse di 4.00 m. Pertanto di 4.00 m è la luce dei travetti ed il moto delle persone avviene perpendicolarmente alla direzione di tessitura del solaio.

L'azione dovuta al transito delle persone è stata simulata con la stessa tecnica impiegata nell'esempio precedente, applicando cioè forze concentrate mobili di intensità $P = G(1 + \alpha_1)$.

La velocità del movimento delle persone può essere assunta, in via cautelativa, pari ad 1 m/s.

Con queste ipotesi e con riferimento al passaggio simultaneo di sole tre persone (una per colonna), è stata determinata la risposta dinamica della struttura.

L'andamento temporale della storia delle tensioni nell'acciaio è rappresentato in figura 8.

E' stato quindi eseguito il calcolo del danneggiamento per fatica utilizzando la regola di Palmgren-Miner e e le leggi S-N proposte dal Model Code '90.

Nonostante il numero molto elevato dei cicli di tensione (circa 4×10^{8} cicli), con riferimento alla durata di 50 anni, per il calcestruzzo si ha $D=4.42 \times 10^{-22}$ e per l'acciaio $D=2.78 \times 10^{-4}$.

Come si può vedere il danneggiamento del calcestruzzo è del tutto trascurabile. Nel caso dell'acciaio il danneggiamento è più elevato, ma comunque tale da consentire una vita di servizio di gran lunga superiore a quella prevista.

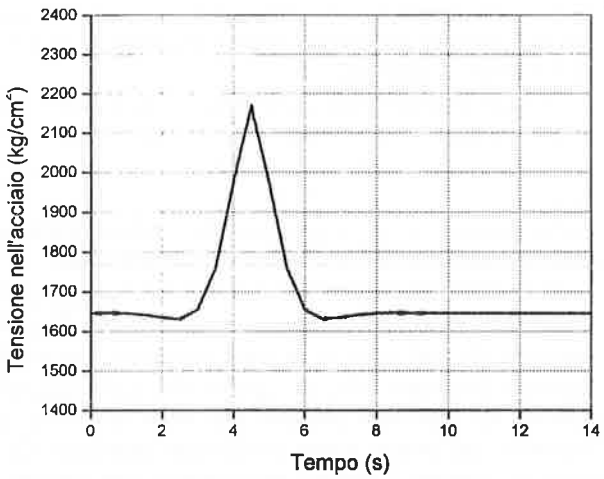


FIG. 8 - Storia temporale della tensione massima nell'acciaio.

Anche per questa tipologia strutturale si conferma quanto osservato nell'esempio precedente.

Allo scopo di ottenere indicazioni orientative sull'effetto della corrosione delle armature sulla durata della vita di servizio, il calcolo del danneggiamento per fatica è stato ripetuto utilizzando per l'acciaio la legge SN che il Model Code '90 suggerisce nel caso di ambiente marino. In questo caso si ottiene per l'acciaio un danneggiamento D = 0,694, mentre il danneggiamento del calcestruzzo rimane, naturalmente, invariato. Con questo tipo di legge SN, che peraltro corrisponde ad una ipotesi di attacco ambientale particolarmente severa, la vita di servizio del solaio è stimata in 50/0.694 = 72,05 anni.

Risulta comunque evidenziata la notevole influenza dei fenomeni di corrosione sulla evoluzione del danneggiamento sotto cicli di tensione ripetuti un gran numero di volte. Questa osservazione conferma sia l'esigenza di effettuare controlli periodici sulle strutture di c.a., sia quella di adottare tempestive misure protettive nel caso di spessori insufficienti del calcestruzzo di copriferri.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'avanzamento delle conoscenze sul comportamento in servizio delle opere di calcestruzzo strutturale ha mostrato che anch'esse non possono essere considerate immuni dal pericolo del danneggiamento per fatica, ritenuto un tempo prerogativa delle costruzioni metalliche.

Peraltro le stesse osservazioni hanno mostrato che, nella maggior parte dei casi, la fatica non può essere considerata come l'unica causa di deterioramento. Piuttosto numerosi fattori di degrado, operando simultaneamente, concorrono a produrre il danneggiamento. Tra questi è opportuno ricordare l'azione aggressiva di tipo chimico dell'ambiente, talvolta prodotta anche dall'uomo, come nel caso dell'impiego di sale per eliminare il ghiaccio dagli impalcati dei ponti, le vibrazioni indotte dai carichi in movimento o comunque variabili nel tempo, la fessurazione eccessiva delle membrature inflesse.

L'esame di alcune normative internazionali ha consentito di osservare che la conoscenza del comportamento a fatica dei materiali, il calcestruzzo e l'acciaio, così come lo sviluppo delle procedure di calcolo del danneggiamento hanno raggiunto livelli del tutto adeguati dal punto di vista delle applicazioni tecniche.

Non si può dire lo stesso della modellazione delle azioni e quindi dei correlativi cicli di tensione. Questi aspetti, salvo il caso dei ponti, sono in sostanza lasciati alla sensibilità del progettista, rendendo quindi complicata l'applicazione delle normativa e non sempre affidabile il risultato che si ottiene.

Pur con queste limitazioni le elaborazioni numeriche sviluppate nella presente comunicazione hanno fornito risultati, circa la durata della vita a fatica di tre strutture tipiche, in linea con le osservazioni sperimentali citate.

Esse hanno inoltre messo in evidenza, da un lato, l'interesse per l'esame sistematico delle singole tipologie strutturali dal punto di vista della loro sensibilità alla fatica e, dall'altro, la necessità di intraprendere campagne di rilevamento delle azioni sui ponti, al fine di pervenire alla loro attendibile modellazione statistica.

Alla luce di queste considerazioni si conferma l'importanza della prevenzione dei fenomeni di danneggiamento mediante la osservazione sistematica e programmata delle strutture, non solo di quelle più impegnative dal punto di vista statico, quali i ponti e i viadotti, ma anche di quelle di tipologia ricorrente, come le strutture per edifici di abitazione e per impianti industriali.

BIBLIOGRAFIA

[1] C.E.B., Plain and slightly reinforced concrete structures. Fatigue, Bull. d'inf. N°185, 1988.

[2] C.E.B., Fatigue of concrete structures – State of the Art Report, Bull. d'inf. N°188, 1988.

[3] C.E.B., CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft, Bull. d'inf. N°203, 204, 205, 1991.

[4] C.E.B., Vibration problems in structures, Bull. d'inf. N°209, 1991.

[5] C.E.N., Eurocode 1: Basis of design and action on structures. Part 3: Traffic loads on bridges, ENV 1991-3, 1994.

STUDIO SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO A TAGLIO DI TRAVI PRECOMPRESSE IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

Alberto Meda[1], Fausto Minelli[1], Giovanni A. Plizzari[2], Paolo Riva[1], Claudio Failla[3]

[1] Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Brescia, Via Branze 38, 25123 Brescia.
[2] Facoltà di Ingegneria, Università di Bergamo, Viale Marconi 5/A, 24044 Dalmine (Bergamo).
[3] Larco Astori, Gruppo Magnetti, Via Don Pedrinelli 118, 24030 Carvico (Bergamo).

SOMMARIO

La possibilità di sostituire l'armatura trasversale in elementi prefabbricati mediante l'utilizzo di calcestruzzi fibrorinforzati può conferire evidenti vantaggi prestazionali. Il comportamento a taglio di elementi prefabbricati è stato studiato mediante prove sperimentali su travi di dimensioni reali. Vengono confrontati elementi in calcestruzzo con e senza fibre, in presenza o meno di staffatura. I risultati mostrano come le prestazioni di travi in calcestruzzo fibrorinforzato soggette ad azione tagliante siano paragonabili, se non superiori, a quelle di elementi con la tradizionale armatura trasversale. La contemporanea presenza di fibre e armatura tradizionale consente inoltre di aumentare in modo significativo la resistenza a taglio.

SUMMARY

The possibility of substituting traditional transverse reinforcement (stirrups) with steel fibers in precast elements can provide significant economical advantages. In the present paper, shear behavior of prestressed elements has been investigated by means of experimental tests on full scale beams. Tests concern beams with traditional reinforcement as well as beams with fiber reinforcement. Experimental results show that shear performance of fiber reinforced concrete beams without traditional reinforcement is similar, or even better, than that of beams with traditional reinforcement. When used in beams traditionally reinforced, steel fibers significantly improve their shear strength.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni i calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio (Steel Fiber Reinforced Concrete - SFRC) hanno riscosso un notevole interesse per le caratteristiche prestazionali che possono manifestare in regime di post-fessurazione [1].

Il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio è già diffusamente impiegato in applicazioni per le quali la presenza di un rinforzo continuo non è essenziale per la sicurezza e l'integrità della struttura (pavimentazioni industriali, etc.). Accanto a tali applicazioni, esistono tuttavia realizzazioni per le quali le fibre di acciaio sono state impiegate come unico elemento di rinforzo in strutture sottoposte a carichi flessionali [2]. Esempi di tale applicazioni si trovano nel parcheggio dell'aeroporto di Heathrow a Londra, realizzato con piastre quadrate (1.07x1.07x0.1 m) e appoggiate sui quattro lati [3], o nella platea di fondazione di Potsdamer Platz a Berlino [4].

Il notevole interesse per il rinforzo del calcestruzzo mediante fibre di acciaio risulta giustificato non solo dalle reali o potenziali applicazioni sopra delineate, ma anche in considerazione della sinergia derivante dall'impiego congiunto di fibre di acciaio e calcestruzzo ad alta resistenza (HSC). Infatti, le caratteristiche che il rinforzo fibroso conferisce al calcestruzzo sono tali da compensare in parte o del tutto la fragilità tipica del calcestruzzo che si accentua per quello ad alta ed altissima resistenza, consentendo inoltre un notevole miglioramento delle prestazioni del materiale come, ad esempio, il suo comportamento a fatica [5].

Anche nel campo della prefabbricazione pesante, dove si fa costante uso di calcestruzzo ad alta resistenza, il rinforzo mediante fibre di acciaio potrebbe trovare un'interessante applicazione in sostituzione, almeno parziale, dell'armatura ordinaria grazie ai sensibili vantaggi prestazionali derivanti dalla riduzione dei tempi di produzione [6].

In questo contesto, molti studi recenti hanno dimostrato che la combinazione di staffe verticali e rinforzo fibroso nella matrice aumenta la resistenza degli ele-

menti strutturali soggetti a taglio. Il livello di miglioramento di tale resistenza è in stretto legame al rapporto lunghezza di taglio/altezza della trave, ben noto come snellezza a taglio, al variare della quale diversi sono i meccanismi di rottura [7]. Altre sperimentazioni hanno anche verificato il comportamento a taglio di travi con armatura trasversale sostituita totalmente da fibre di acciaio (Batson et al.) [8]. Risutati sperimentali ottenuti da Williamson [9] hanno evidenziato che l'utilizzo di fibre rettilinee in percentuale volumetrica superiore all'1.5%, in sostituzione della classica armatura a taglio, ha comportato un aumento della resistenza a taglio del 45% rispetto al caso di medesimi provini senza alcun rinforzo. Aggiungendo al contrario fibre uncinate in percentuale volumetrica di circa l'1%, la resistenza a taglio si è dimostrata superiore del 45-70% e i provini sono giunti al collasso per flessione. Con fibre ondulate tale aumento si è aggirato intorno al 100% [9]. In generale, al diminuire della snellezza a taglio e al crescere del contenuto volumetrico in fibre, la resistenza per taglio aumenta considerevolmente. Di Prisco e Ferrara [10] hanno verificato sperimentalmente tegoli senza armatura trasversale tradizionale ed hanno evidenziato il benefico effetto delle fibre in termini di duttilità e ampiezza delle fessure.

In questo lavoro vengono presentati i risultati di una ricerca sperimentale su travi precompresse in cui la tradizionale armatura trasversale è sostituita dal rinforzo fibroso. La ricerca ha lo scopo di studiare il comportamento delle travi quando la crisi per taglio avviene sia in una zona in cui non si ha una completa diffusione dell'effetto della precompressione sia quando questa avviene in una situazione di precompressione completamente diffusa. La sperimentazione ha previsto una serie di prove su 4 travi in scala reale. I risultati relativi alle travi in calcestruzzo fibrorinforzato sono confrontati con quelli delle travi con armatura trasversale tradizionale, per verificare la possibilità di utilizzo delle fibre come armatura minima, ma anche per evidenziare il contributo delle stesse come armatura integrativa a quella tradizionale.

Il comportamento a taglio è studiato sia in fase di esercizio, durante il quale è particolarmente importante lo sviluppo del quadro fessurativo, sia allo stato limite ultimo, dove invece occorre prestare particolare attenzione allo sviluppo dei meccanismi di collasso.

2. GEOMETRIA DEI PROVINI E MATERIALI

Al fine di indagare il contributo offerto dalle fibre nei confronti della resistenza a taglio, sono state realizzate quattro travi in calcestruzzo armato precompresso, utilizzando calcestruzzo ad alte prestazioni la cui composizione è riportata in Tabella 1. In Tabella 2 vengono invece visualizzate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, determinate sperimentalmente al momento della prova sui provini confezionati con gli stessi calcestruzzi utilizzati per le quattro travi. In particolare, nella Tabella 2 è riportata la resistenza cubica a compressione, misurata su provini cubici di lato pari a 100 mm ($f_{c,cub}$), la resistenza cilindrica a trazione (f_{ct}) e il modulo elastico a compressione (E_c); queste ultime due grandezze sono state misurate su cilindri con diametro di 80 mm e altezza di 240 mm. Si può notare che i calcestruzzi utilizzati per le prime tre travi, pur essendo stati confezionati in tempi successivi, hanno caratteristiche meccaniche molto simili, mentre la resistenza del calcestruzzo utilizzato per la Trave 4 è risultata superiore di circa il 10%. Quest'ultimo valore potrebbe essere stato influenzato, almeno parzialmente, dalla presenza di fibre ad alto tenore di carbonio nel getto. La Tabella 3 mostra le principali caratteristiche meccaniche dell'acciaio per l'armatura trasversale, relativamente alle tensioni di snervamento (f_{sy}) e alla tensione di rottura (f_{st}). Le fibre metalliche utilizzate hanno le estremità uncinate e sono prodotte dalla Bekaert; le caratteristiche meccaniche e geometriche principali sono riportate in Tabella 4.

Due travi, denominate Travi 1 e 2, sono state realizzate senza l'aggiunta di fibre, mentre le altre due sono state rinforzate con 50 kg/m^3 di fibre (pari ad una percentuale volumetrica V_f=0.64%) lunghe 30 mm e con rapporto d'aspetto (rapporto tra lunghezza della fibra e diametro equivalente) pari a 45 per la Trave 3 e 80 per la Trave 4.

Cemento	52.5R tipo CEM I
Dosaggio cemento	380 kg/m^3
Dimensione max. aggregato	15 mm
Rapporto Acqua/Cemento	0.31
Superfluidificante	2.75 l/m^3 senza fibre; 3.67 l/m^3 con fibre
Fibre (ove presenti)	50 kg/m^3 (V_f=0.64%)

Tab. 1 – Composizione del calcestruzzo.

PROVINO	$f_{c,cub}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [MPa]
TRAVE 1	84.9	4.43	41383
TRAVE 2	83.1	3.69	41556
TRAVE 3	82.3	4.65	44191
TRAVE 4	92.8	5.18	43053

Tab. 2 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

La geometria della trave è stata scelta in modo da avere un collasso per taglio in corrispondenza di due zone della trave: la prima in una zona di diffusione della precompressione e la seconda in una in cui la precom-

pressione può considerarsi diffusa. A tal fine, l'anima della trave è stata rinforzata aumentando lo spessore a 300 mm, ad eccezione delle due zone di collasso descritte precedentemente, dove la geometria della sezione è quella tipica di una trave reale con spessore del pannello d'anima pari a 120 mm (Fig. 1 e 3). La lunghezza delle zone di prova è pari a 1.75 m, corrispondente a 5 volte l'altezza dell'anima della trave (Fig. 3), mentre la lunghezza totale delle travi è pari a 9 metri (Fig. 1). Le travi sono state appoggiate su supporti posti ad una distanza di 5.65m ed è stato applicato un carico concentrato ad una distanza di 2.2m dall'appoggio in modo da sottoporre a taglio uniforme (trascurando il peso proprio) la zona di trave oggetto della sperimentazione, definita nel seguito *"modello sperimentale"*. Ogni trave risulta quindi dotata di due modelli sperimentali, uno nella zona di diffusione della precompressione (definito "modello N"), e l'altro in quella a precompressione diffusa (definito "modello D"): con il primo si intende simulare la porzione di trave vicino agli appoggi, dove spesso è richiesta un'armatura al taglio mentre il secondo (modello "D") è tipico delle zone interne alla trave, che solitamente vengono armate con il quantitativo minimo di armatura previsto dalle normative. Queste scelte sulla geometria e sullo schema di carico hanno permesso di poter sottoporre a prova un modello sperimentale per volta, lasciando il secondo nella zona indisturbata (trascurando il peso proprio) esterna agli appoggi (Fig. 1).

ARMATURA TRASVERSALE	f_{sy} [MPa]	f_{st} [MPa]
STAFFE Φ6	481	614
RETE Φ5	575	658

Tab. 3 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per armatura trasversale.

Lo schema di carico consente quindi di simulare il comportamento reale di una trave prefabbricata su cui appoggiano elementi di solaio che normalmente trasferiscono alla trave principale una serie di carichi concentrati (Fig. 2).

La progettazione delle travi è stata eseguita in modo da avere un collasso per taglio (e non per flessione) nella zona dei modelli sperimentali, sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice 2 (EC2) [11].

In Figura 3 è mostrata la geometria delle travi e la disposizione dei cavi di precompressione. Sono stati usati cavi da 0,6" pretesi con una tensione iniziale di 1400 MPa, che hanno fornito un momento di precompressione di circa 670 kNm.

Nei modelli sperimentali sottoposti a prova, sono state utilizzate differenti disposizioni di armatura trasversale per le diverse travi. In particolare, nella Trave 1 non è stata inserita alcuna armatura, nella Trave 2 si è utilizzata l'armatura tradizionale a taglio, con staffe ϕ6 ogni 100 mm nella zona di diffusione della precompressione (armatura di calcolo), ed una rete ϕ5 con passo di 200 mm nella zona a precompressione diffusa (armatura minima prevista dall'EC2); nelle Travi 3 e 4 sono state disposte solo staffe ϕ6 ogni 100 mm nella zona di diffusione, mentre le zone con precompressione diffusa sono state realizzate senza armatura trasversale tradizionale. In tutte le altre zone della trave, quelle irrigidite in cui non è previsto il collasso, sono state disposte staffe ϕ6 ogni 100 mm.

FIBRE DI ACCIAIO	RC-45/30-CN (Trave 3)	RC-80/30-BP (Trave 4)
TIPO DI ACCIAIO	normale	high carbon
FORMA	Uncinata	
SEZIONE	Circolare	
LUNGHEZZA [mm]	30	
DIAMETRO [mm]	0.62	0.38
RAPPORTO D'ASPETTO [l/d]	48	79
MINIMA RESISTENZA A TRAZIONE [MPa]	1250	2300

Tab. 4 – Caratteristiche meccaniche e geometriche delle due tipologie di fibre adottate.

3. DESCRIZIONE DEL BANCO DI PROVA E DELLA STRUMENTAZIONE

È noto che la resistenza a taglio delle travi in c.a. o c.a.p. è inizialmente offerta dal calcestruzzo. Dopo la fessurazione, in presenza di una opportuna armatura trasversale, si attiva un meccanismo resistente a traliccio [12]. Nel passaggio dalla prima fase non fessurata alla seconda fase potrebbero verificarsi rami instabili nei quali il carico diminuisce fino all'attivazione del meccanismo resistente a traliccio oltre il quale, in funzione del quantitativo di armatura trasversale presente, il carico potrebbe tornare a crescere.

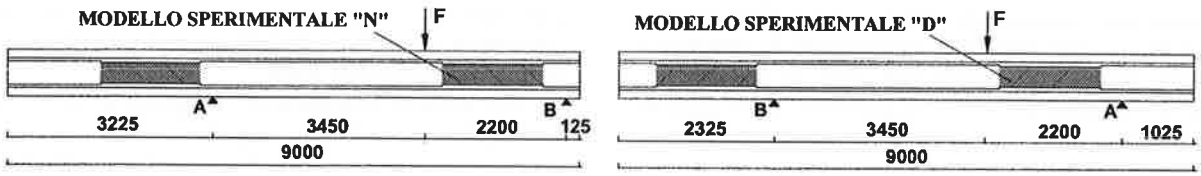


Fig. 1 – Schema di carico della prova

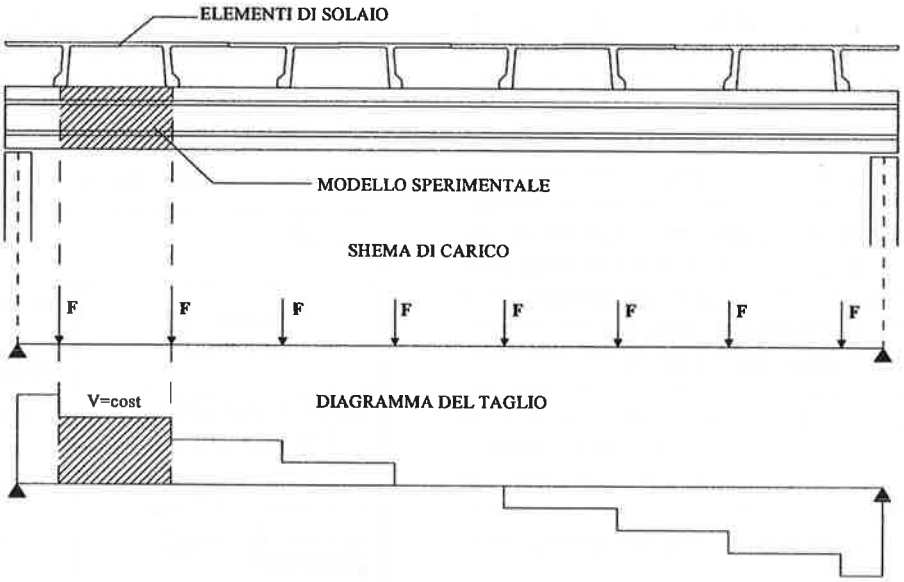


Fig. 2 – Schema di carico di trave prefabbricata su cui insistono elementi di solaio.

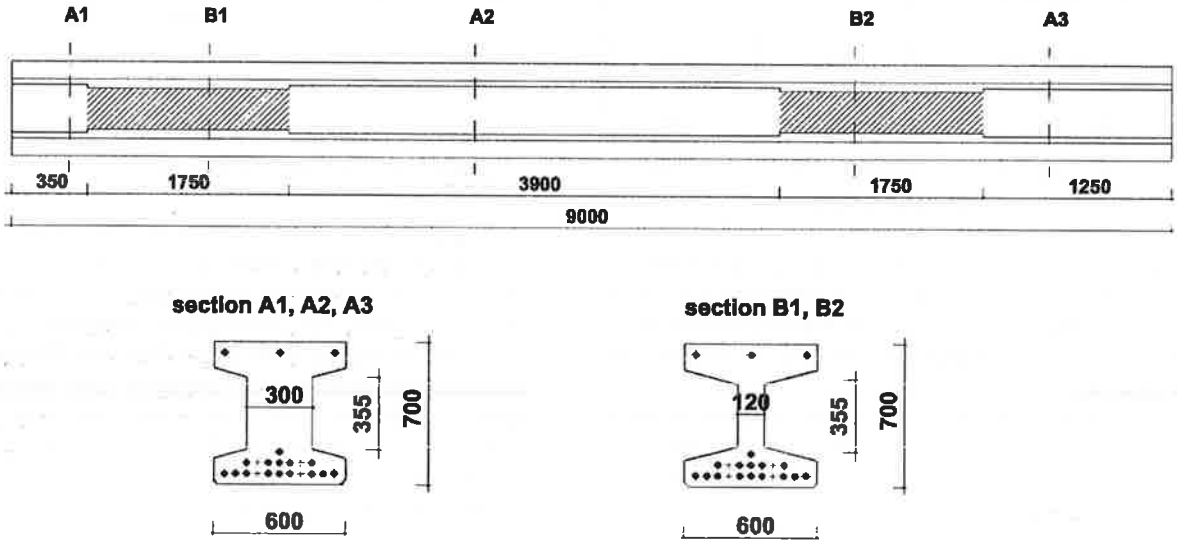


Fig. 3 – Geometria della trave

Al fine di monitorare con precisione il comportamento sperimentale, anche nei rami instabili in cui la capacità portante diminuisce, il sistema di carico deve permettere di ottenere il controllo stabile di tutta la prova.

Un test eseguito in controllo di carico non permette al contrario di cogliere i rami discendenti. Per questa ragione nel presente lavoro è stato studiato un sistema di prova in controllo di spostamento del martinetto di carico. Si è utilizzato a tal fine un martinetto elettromeccanico da 1000 kN con corsa da 350 mm, azionato da un motore elettrico la cui velocità è controllata elettronicamente. Imponendo i giri del motore elettrico si è potuto controllare lo spostamento del martinetto. Le prove sono state condotte imponendo una velocità del motore pari a 100 giri al minuto fino al raggiungimento del carico di prima fessurazione; successivamente è stata imposta una velocità di 50 giri al minuto.

Il martinetto è stato posto all'intradosso della trave ed il carico (F) è stato applicato tramite un sistema di tiranti (Figura 4). Nelle travi più resistenti, in cui si è reso necessario applicare un carico superiore ai 1000 kN, sono stati utilizzati in parallelo due martinetti idraulici da 600 kN. In questo modo, al carico (F_E) applicato dal martinetto elettromeccanico si è aggiunto il carico (F_H) applicato dai due martinetti idraulici. Il carico trasmesso dai diversi martinetti è stato misurato attraverso celle di carico applicate in corrispondenza delle barre di contrasto, fissate al telaio (Figura 4).

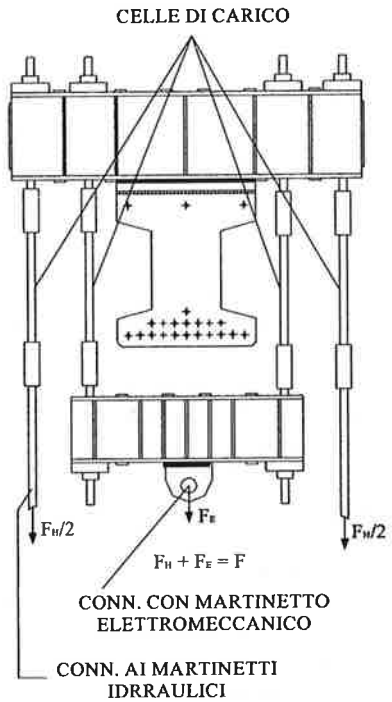


Fig. 4 – Schema del collegamento trave martinetto con le celle per la misura del carico.

In Figura 5 è mostrata la disposizione della strumentazione, che prevede l'utilizzo di trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) per la misura degli spostamenti verticali della trave, degli scorrimenti dei cavi di precompressione e dei cedimenti dei supporti, e di trasduttori di spostamento potenziometrici, disposti in maniera incrociata nei modelli sperimentali (Fig. 6), in modo da determinare sia l'apertura delle fessure da taglio sia la deformazione dei puntoni compressi. L'inclinazione degli strumenti potenziometrici è stata scelta pari a 20° e 70° dall'orizzontale, rispettivamente per la misura delle deformazioni di compressione e per quella delle aperture di fessura.

4. RISULTATI SPERIMENTALI E DISCUSSIONE

Le prove sono state condotte applicando spostamenti monotonamente crescenti fino al raggiungimento del carico ultimo, dopo aver eseguito due cicli di assestamento, condotti in campo elastico.

I risultati sperimentali più significativi riguardano il taglio applicato al modello sperimentale, determinato a partire dal carico agente sulla trave, lo spostamento in corrispondenza del punto di applicazione del carico, che ben approssima quello relativo tra le due estremità del modello sperimentale (trascurando la deformazione elastica nelle zone irrigidite sul bordo dei modelli sperimentali; Fig. 1), e l'apertura delle fessure da taglio.

In Figura 7 è presentata la curva taglio-spostamento per le diverse travi, sia per la zona di collasso con diffusione della precompressione (a) sia per quella a precompressione diffusa (b). In tutte le prove si è avuto l'uscita dal campo elastico per valori di taglio di circa 450 kN, ad eccezione della sola Trave 4, vista la maggiore resistenza del calcestruzzo già sottolineata in precedenza.

Dal momento in cui si ha la formazione delle prime fessure, cioè nella fase post-fessurazione, i comportamenti delle travi si differenziano sostanzialmente. Come atteso, la Trave 1, in cui non era presente alcuna armatura trasversale, ha mostrato le minori risorse post-fessurazione in quanto non si è potuto attivare il meccanismo resistente a traliccio. Nel collasso della zona di diffusione della precompressione (modello "N"), si è verificata una pronunciata perdita di carico al momento della formazione della prima fessura con un comportamento successivo molto fragile (Fig. 7a), in cui i contributi resistenti al taglio, legati al solo calcestruzzo, non hanno consentito di incrementare il carico oltre al limite raggiunto alla prima fessurazione. Nel collasso in zona a precompressione diffusa (modello "D"), la Trave 1 ha potuto superare il carico di prima fessurazione dopo aver subito elevate deformazioni ed un significativo danneggiamento (Fig. 7b).

I risultati ottenuti dalla Trave 2, con armatura tra-

sversale tradizionale, e dalle Travi 3 e 4, fibrorinforzate, hanno mostrato un comportamento simile. Per quanto riguarda il collasso nella zona di diffusione della precompressione (modello "N"), dove è presente in tutte e tre le travi la medesima armatura trasversale, quella di calcolo secondo l'EC2 [11], la presenza delle fibre (Travi 3 e 4) permette di incrementare il taglio ultimo raggiunto dalla Trave 2 (con solo armatura trasversale) del 20% circa. Inoltre, le curve taglio-spostamento sono caratterizzate da un comportamento post-fessurazione molto più stabile, con risorse di duttilità notevolmente superiori (Fig. 7a).

Per quanto riguarda il collasso in zona a precompressione diffusa (modello "D"; Fig. 7b), dove la Trave 2 è rinforzata con l'armatura minima e le Travi 3 e 4 non contengono armatura trasversale, si può notare come il comportamento della Trave 3, fibrorinforzata, risulti molto simile a quello della Trave 2; solo per valori elevati di spostamento si ha una riduzione della capacità portante per la Trave 3. La Trave 4 risulta la migliore tra le quattro provate: al momento della formazione della prima fessura principale si ha un minimo decremento di carico ed un comportamento molto stabile fino al raggiungimento del carico massimo. In questo tipo di prova, la presenza di 50 kg/m^3 di fibre ad alto tenore di carbonio e con rapporto d'aspetto pari a 80, ha consentito di migliorare in misura sostanziale le prestazioni della trave rispetto alla corrispondente con il quantitativo minimo di armatura tradizionale (staffe) d'anima (Trave 2).

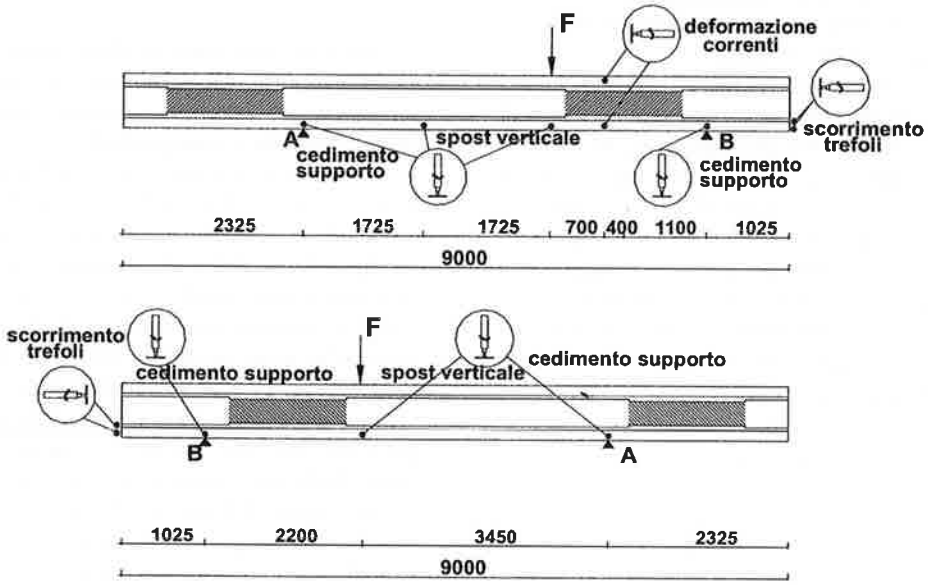


Fig. 5 – Disposizione della strumentazione.

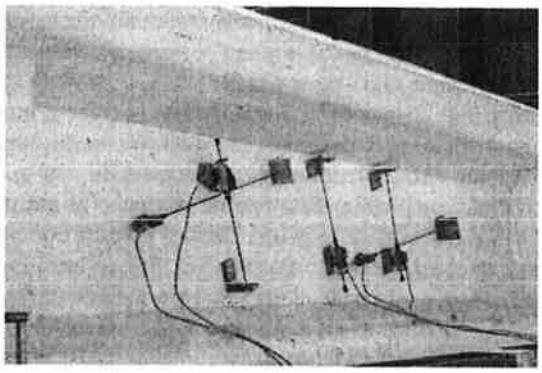
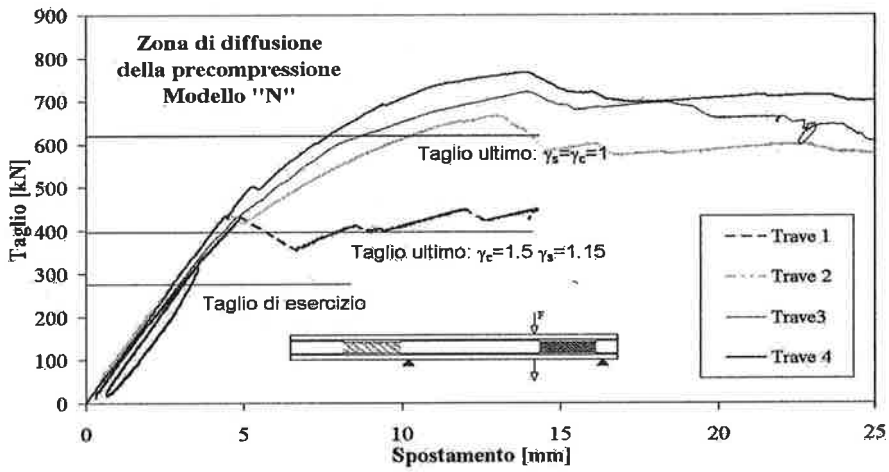


Fig. 6 – Disposizione degli strumenti per la misura dell'apertura di fessura nel pannello d'anima.

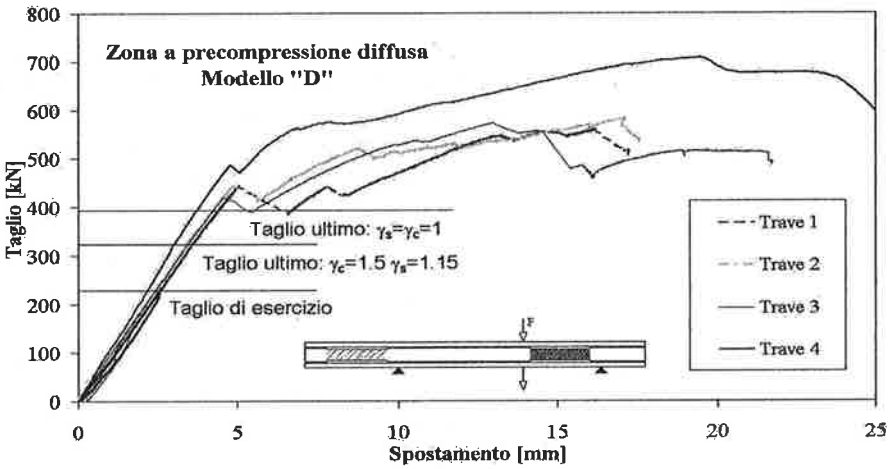
Nelle Figure 7a e b sono anche evidenziati tre valori del taglio, determinati sulla base delle caratteristiche geometriche e meccaniche della Trave 2 (quella con armatura tradizionale d'anima), utilizzando le formulazioni previste deall'EC2. In presenza di armatura trasversale di calcolo (modello sperimentale "N"), tali valori sono stati calcolati con l'ipotesi di traliccio ad inclinazione variabile. Nel caso del modello sperimentale "D", con il quantitativo minimo di rinforzo trasversale, i valori di taglio resistente sono stati determinati pensando ai contributi resistenti di elementi privi di armatura d'anima.

I tre valori di taglio indicati in Figura 7 corrispondono a tre diverse situazioni di carico:

- il taglio resistente ultimo, assumendo coefficienti



(a)



(b)

Fig. 7 – Curve taglio-spostamento nella zona di diffusione (a) e in quella di precompressione diffusa (b).

parziali di sicurezza per i materiali di valore unitario ($\gamma_c=\gamma_s=1$), da confrontare con il taglio ultimo fornito dalla sperimentazione.

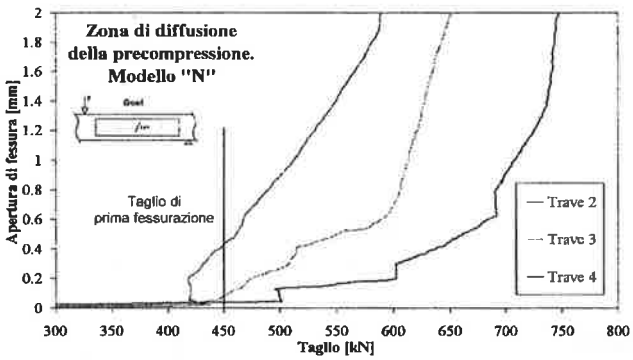
- Il taglio ultimo di progetto, valutato con i coefficienti di sicurezza parziali previsti dall'EC2 ($\gamma_c=1.5$ e $\gamma_s=1.15$).
- Il taglio di esercizio, valutato dividendo il taglio ultimo di progetto per un coefficiente pari a 1.45, per mediare tra i coefficienti parziali relativi ai carichi permanenti (1.35) e accidentali (1.5).

Si può notare che nelle travi con armatura trasversale di progetto, il taglio ultimo di progetto è risultato inferiore al taglio di prima fessurazione. Nelle travi con armatura minima o col solo fibrorinforzo, il taglio ultimo (inteso con $\gamma_c=\gamma_s=1$), è risultato inferiore al carico di prima fessurazione.

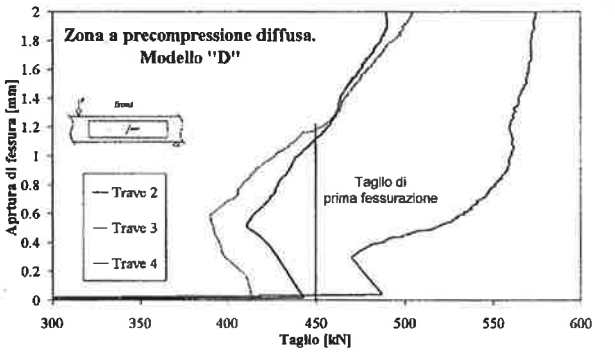
In Figura 8 è mostrata l'apertura della fessura principale in funzione del taglio sollecitante.

Si può notare che, nella zona di diffusione della precompressione (modello "N"), la presenza di fibre migliora notevolmente il comportamento fessurativo.

Nella Trave 1 si è verificato inoltre un significativo scorrimento dei cavi di precompressione, non riscontrato al contrario negli altri tre provini, grazie al miglior ancoraggio dei cavi, dovuto anche al buon confinamento fornito dalle staffe o dalle fibre. Per quanto riguarda il collasso in zona con precompressione diffusa (modello "D") si può notare come l'apertura di fessura per la Trave 2, con staffe, e per la Trave 3, con fibre, sia molto simile, come già sottolineato nella discussione dei diagrammi taglio-spostamento. L'ottimo comportamento della Trave 4 è confermato ulteriormente dalla minore entità delle aperture di fessura a taglio, la cui ampiezza aumenta sensibilmente solo a partire da un taglio di circa 480-500 kN. Quest'ultimo valore risulta essere superiore a quello di prima fessurazione relativo alle altre tre travi (con una resistenza molto simile), mostrato nelle figure, e pari a circa 450 kN (Fig. 8b).



(a)



(b)

Fig. 8 – Curve apertura di fessura-taglio nella zona di diffusione (a) e in quella di precompressione diffusa (b).

In Figura 9 e 10 è mostrata l'evoluzione del quadro fessurativo nella zona di collasso delle travi, sia per il modello sperimentale "N" (Fig. 9), sia per quello "D" (Fig. 10). Sono presentate fotografie corrispondenti a tre fasi della prova: la prima relativa al raggiungimento del carico di prima fessurazione, la seconda in corrispondenza di un carico prossimo a quello massimo, e la terza al termine della prova. Nel caso di precompressione non diffusa (Fig. 9), è interessante notare come nella Trave 1, senza armatura, si formi una sola fessura principale, la cui ampiezza è rilevante già al momento della sua comparsa. Nella Trave 2 non si può individuare una fessura principale netta: il quadro fessurativo al contrario è piuttosto diffuso, con una disposizione tipica dello schema classico a traliccio. Nelle Travi 3 e 4, con fibrorinforzo, come già sottolineato in precedenza, la fessurazione è più diffusa e, conseguentemente, l'ampiezza massima delle fessure si riduce.

Per quanto riguarda il modello sperimentale "D", si può notare come la Trave 4, con fibre, mostri ancora un quadro fessurativo più diffuso rispetto alla Trave 2, soprattutto in prossimità del collasso.

È importante sottolineare che il meccanismo resistente ultimo nelle travi 2, 3 e 4, caratterizzate da un panorama fessurativo iniziale distribuito sul pannello, si è realizzato con la progressiva unione delle fessure, che, ruotando, hanno determinato lo sviluppo di un'unica macro-fessura principale, orientata secondo la diagonale del pannello. Tale fenomeno ha provocato i numerosi rami instabili che caratterizzano le curve taglio-spostamento presentate in Figura 7.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono riportati e commentati i risultati di prove sperimentali effettuate su travi in calcestruzzo armato precompresso, in scala reale, sottoposte a taglio. In particolare lo studio intende mettere a confronto il comportamento delle travi con armatura trasversale tradizionale (staffe) con travi simili in cui il rinforzo d'anima è costituito parzialmente, o totalmente, da fibre in acciaio uncinate con un dosaggio di 50 kg/m^3.

I modelli sperimentali utilizzati intendono simulare sia il comportamento della trave in corrispondenza degli appoggi, dove solitamente è richiesta armatura a taglio e dove la precompressione è in fase di diffusione all'interno dell'elemento strutturale, sia il comportamento della trave in campata dove è spesso presente la minima armatura a taglio prevista dalle diverse normative e la precompressione è completamente diffusa nelle sezioni.

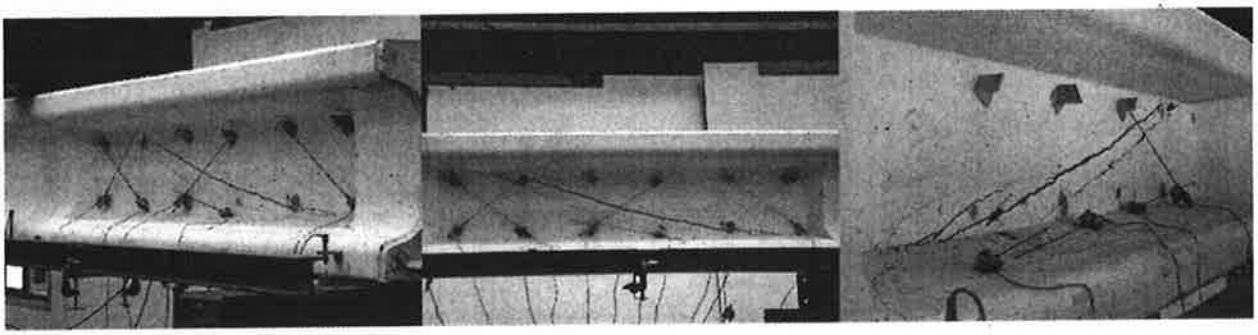
I risultati sperimentali mostrano che il taglio resistente di progetto determinato con le prescrizioni dell'Eurocodice 2, nell'ipotesi di comportamento con traliccio resistente, è risultato inferiore al carico di prima fessurazione registrato sperimentalmente sulle travi.

Le travi col solo fibrorinforzo hanno un comportamento molto simile a quello delle travi con armatura minima. Quando poi si utilizzano fibre di acciaio ad alta resistenza, il comportamento della trave in calcestruzzo fibrorinforzato è migliore rispetto a quello delle travi con armatura ordinaria in termini sia di resistenza sia di duttilità.

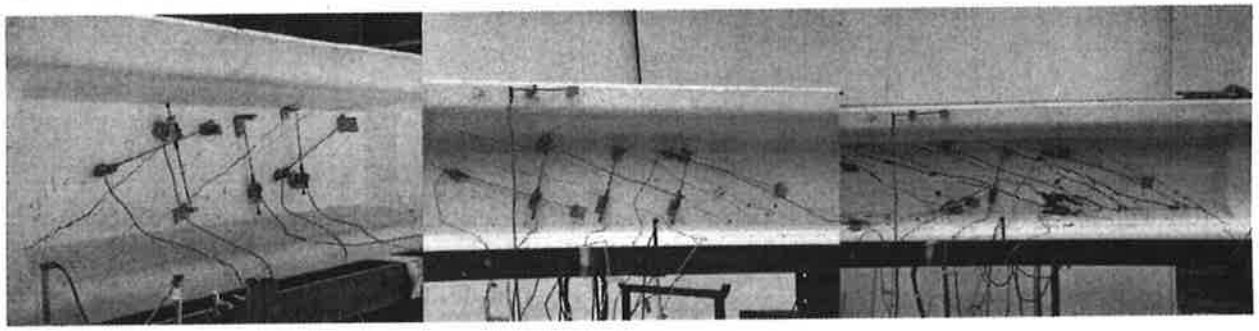
Quando le fibre sono invece aggiunte all'armatura tradizionale, la resistenza a taglio aumenta del 20% circa.

Le fibre sono particolarmente utili anche nel migliorare il quadro fessurativo in quanto comportano una riduzione dell'ampiezza delle fessure.

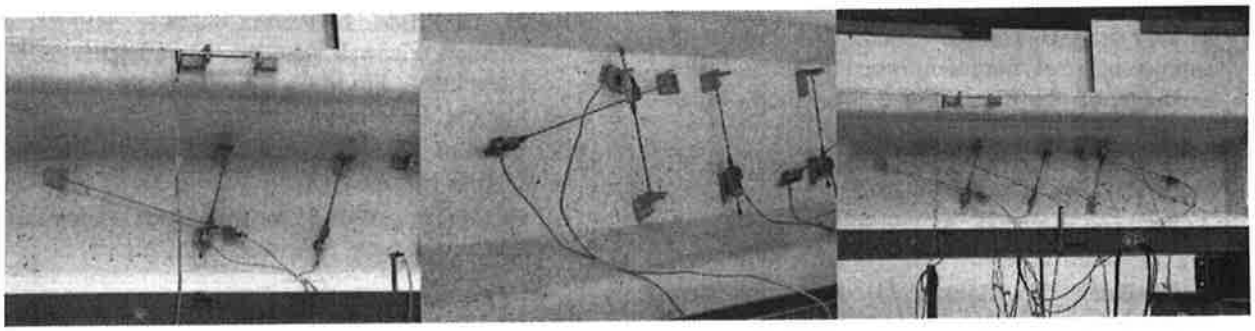
Trave 1



Trave 2



Trave 3



Trave 4

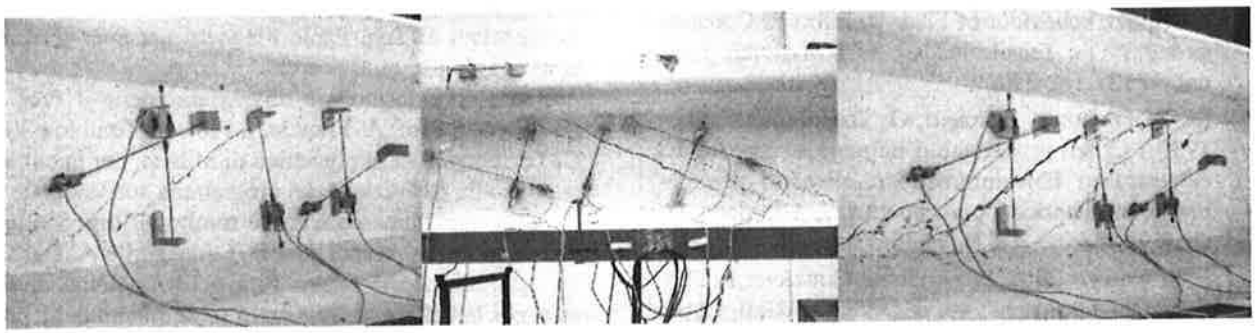
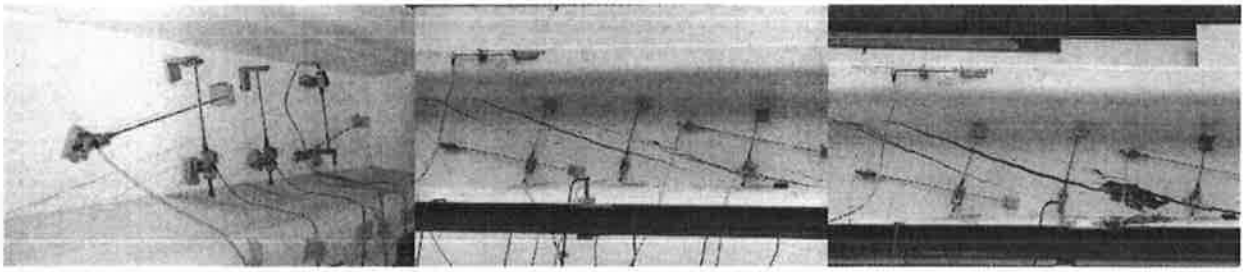


Fig. 9 – Evoluzione del quadro fessurativo nei modelli sperimentali con la precompressione in fase di diffusione.

Trave 2



Trave 4

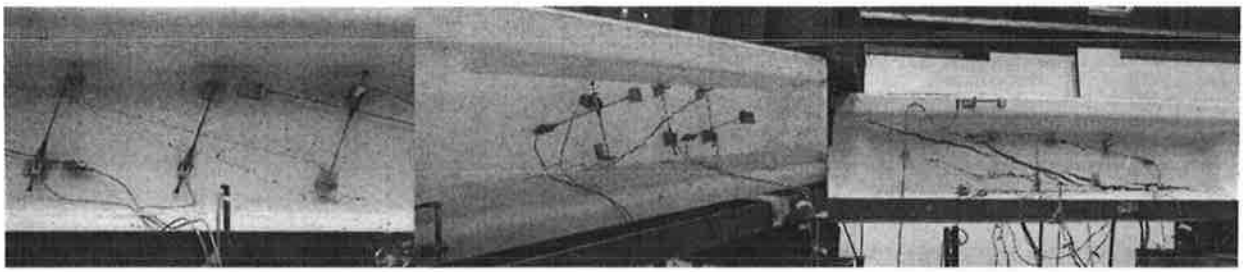


Fig. 10 – Evoluzione del quadro fessurativo nei modelli sperimentali con la precompressione diffusa.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] J. Walraven - 1999, "The evolution of Concrete", Structural concrete, 1, 3-11.

[2] M. Di Prisco, G. Toniolo - 2000, "Structural applications of steel fibre reinforced concrete", Proceedings of the international workshop. Milan, April 4, CTE publ.

[3] ACI 544.4R - 1988, "Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete" (Reported by ACI Committee 544), ACI Structural Journal, 85 (5), 563-580.

[4] H. Falkner, V. Henke, U. Hinke - 1997, Stahlfaserbeton für tiefe Baugruben im Grundwasser, Bauingenieur, 72, 47-52.

[5] G.A. Plizzari., S. Cangiano, N. Cere - 2000, "Postpeak behaviour of Fiber-Reinforced Concrete under Cyclic Tensile loads", ACI Materials Journal, 97 (2), 182-192.

[6] M. Di Prisco, R. Felicietti, G. Toniolo, C. Failla - 1999, "Criteri progettuali d'impiego strutturale del calcestruzzo fibrorinforzato in elementi precompressi prefabbricati per coperture", Giornate AICAP 99, Torino, 4-6 Novembre, 1, 137-146.

[7] E.G. Nawy - 2000, "Reinforced Concrete: A Fundamental Approach", 4th ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

[8] G. Batson, E. Jenkins, R. Spatney – 1972, "Steel fibers as shear reinforcement in beams", ACI Journal, 69, 640-644.

[9] G.R. Williamson - 1978, "Steel Fibers as web reinforcement in Reinforced Concrete", Proceedings, U.S. Army Service Conference, West Point, N.Y., Vol. 3, pp. 363-377.

[10] M. Di Prisco, L. Ferrara – 2001, "HPFRC prestressed thin-web elements: some results on shear resistance", Fra.M.Co.S.4, Parigi, 28 Maggio - 2 Giugno, Balkema, 895-902.

[11] Eurocode 2 - 1993 Design of Concrete Structures, UNI-ENV 1992-1-2.

[12] E. Mörsch - 1908, "Der Eisenbeton. Seine theorie und anwendung", Wittwer, Stuttgart.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata dalla Larco Astori di Carvico (BG); gli autori sono particolarmente riconoscenti all'Ing. Paolo Magnetti per aver creduto e sostenuto la presente ricerca.

Gli autori desiderano ringraziare anche il Prof. M. Di Prisco, il Prof. A. Franchi, il Prof. G. Toniolo e l'Ing. C. Trintinaglia del Politecnico di Milano, per la collaborazione alla definizione del programma sperimentale.

Un ringraziamento è anche rivolto all'Ing. S. Signorini della Larco Astori, ed a D. Caravaggi e A. Del Barba del Laboratorio Pietro Pisa dell'Università di Brescia, per la collaborazione nello svolgimento delle prove sperimentali.

Un ringraziamento particolare è infine dovuto a Christian Leicht dell'Università di Lipsia (Germania), per la preziosa collaborazione allo svolgimento della prove ad alla elaborazione dei risultati sperimentali.

COMPORTAMENTO FISICO E MECCANICO DI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON INERTI RICICLATI

Fausto Mistretta[1], Antonello Monagheddu[1], Luisa Pani[1]

[1] Università di Cagliari.

SOMMARIO

L'indagine sperimentale condotta ha avuto l'obiettivo di valutare la resistenza di un calcestruzzo confezionato introducendo inerti provenienti dalla frantumazione di cubetti di calcestruzzo di resistenza nota e di confrontare la variazione di resistenza fra il prodotto originale e quello riciclato. E' stata inoltre valutata la massa volumica e l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati.

I risultati ottenuti hanno evidenziato prestazioni fisico meccaniche tali da considerare gli aggregati riciclati e i calcestruzzi ottenuti con essi, idonei per essere impiegati nell'ambito strutturale.

SUMMARY

An experimental survey has been conducted with the objective to estimate the strength of a concrete manufactured with aggregates made from the crushing of concrete cubes with proven resistance and confronting the variation of strength between the original product and the recycled product. The volume mass and the water absorption of recycled aggregates has also been estimated.

The results obtained have shown physical mechanical performances enough to consider recycled aggregates, and the concretes obtained from them, suitable for structural uses.

1. PREMESSE

La quantità prodotta in Italia di rifiuti da costruzioni e demolizioni è stimata pari a 20,4 milioni di tonnellate [1,2]. La maggior parte di tali rifiuti è costituita da cemento, calcestruzzo, laterizi, ceramiche, terre da scavo, ecc.. Questo tipo di materiali hanno un notevole potenziale di riciclaggio e consentono di risolvere importanti problemi ambientali [3,4]: quello di stoccaggio di scarti e simultaneamente quello della preservazione di giacimenti di inerti naturali.

Guardando con realismo alle prospettive per l'uso di questi prodotti in luogo di quelli naturali, vi sono due fatti fondamentali dai quali dipende la loro effettiva possibilità di essere considerati sostitutivi: il primo è relativo alle tecnologie di trattamento per consentire la selezione di elementi riusabili ed allontanare sostanze estranee o inquinanti; il secondo è quello di garantire un prodotto classificabile e controllabile con parametri definiti.

Attualmente la maggior parte degli inerti riciclati trovano applicazione nel settore delle strade, per magroni, per sottofondi, per getti massivi, per sbarramenti di ritenuta di alvei fluviali o per la realizzazione di opere di difesa delle coste e per massicciate artificiali dei moli.

L'impiego degli inerti riciclati nell'ambito strutturale genera diffidenza sia per mancanza di indicazioni normative in proposito, ma anche per mancanza di conoscenze sul comportamento fisico meccanico e sulla durabilità di calcestruzzi confezionati con inerti riciclati.

L'indagine sperimentale condotta ha avuto l'obiettivo di valutare la resistenza di un calcestruzzo confezionato introducendo inerti provenienti dalla frantumazione di cubetti di calcestruzzo di resistenza nota e di confrontare la variazione di resistenza fra il prodotto originale e quello riciclato. E' stata inoltre valutata la massa volumica e l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati e di aggregati naturali normalmente impiegati per il calcestruzzo strutturale.

In nessun caso è stato aggiunto alcun tipo di inerte naturale, gli impasti hanno uguale dosaggio di cemento, di acqua e di inerte riciclato; si differenziano per le curve granulometriche: in un caso si è utilizzato l'assortimento granulometrico ottenuto dalla frantumazione (seppure fuori dal fuso di normativa), negli altri si è provveduto ad apportare delle correzioni

sulla distribuzione delle granulometrie al fine di far rientrare la curva nel fuso standard.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Produzione dell'aggregato riciclato

L'aggregato riciclato è stato ottenuto dalla frantumazione di cubi di calcestruzzo, del tipo impiegato per le prove di compressione, con stagionatura non inferiore a 28 gg e resistenza compresa fra 30 e 40 N/mm^2.

La frantumazione è avvenuta in un frantoio a mascelle, regolate per ottenere un aggregato tutto passante al vaglio UNI con apertura 25 mm.

Successivamente è stata effettuata l'analisi granulometrica del campione globale, ottenuto mediante quartatura. Il campione è stato lavato ed essiccato in stufa per 24 ore.

2.2 Determinazione della massa volumica degli aggregati

La massa volumica dipende dalla porosità del materiale. L'aggregato riciclato, ottenuto dalla frantumazione, si presenta in forma di elemento a spigoli vivi avvolto da uno strato più o meno spesso di malta di cemento. La porosità di questo involucro è maggiore rispetto a quella dell'aggregato naturale, di conseguenza la massa volumica dell'aggregato riciclato risulta inferiore a quella dell'aggregato naturale [5]. Si tratta della massa volumica in condizione di saturazione a superficie asciutta (*saturated surface dry, s.s.d.*).

I risultati relativi all'indagine sperimentale condotta sono riportati nella tabella A.

Tabella A – Massa Volumica s.s.d. (kN/m^3)

diametro aggregato riciclato [mm]	Massa Volumica s.s.d. [kN/m^3]
20	23,51
10	23,85
4	22,81
2	22,10
0,5	23,30

diametro aggregato naturale [mm]	Massa Volumica s.s.d. [kN/m^3]
25	26,4
16	25,6
4	26,9
2	26,6

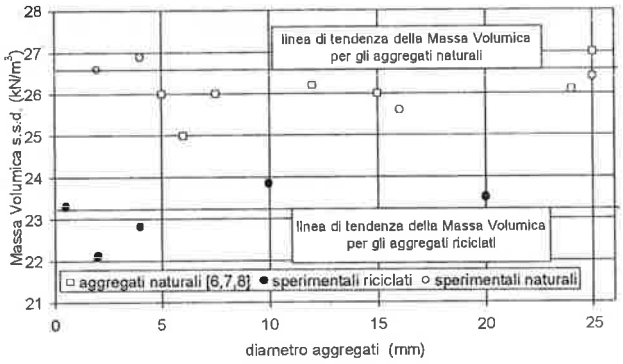


Fig. 1 Massa Volumica s.s.d. degli aggregati riciclati e naturali in funzione del diametro e relative linee di tendenza

Nel diagramma di Fig. 1 sono riportati i dati relativi agli aggregati naturali reperiti in letteratura [6,7,8], quelli qui testati, confrontati con le masse volumiche distinte per diametro, degli aggregati riciclati impiegati nel presente studio.

In Fig. 2 sono confrontati i valori della massa volumica s.s.d., relativi agli aggregati riciclati, ottenuti nella presente indagine confrontati con i valori di letteratura [6,7,8].

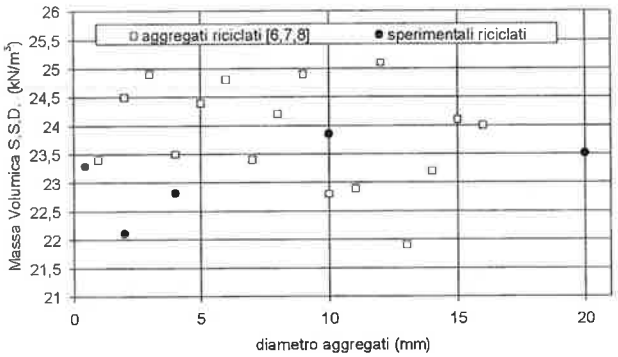


Fig. 2 Massa Volumica s.s.d. di aggregati riciclati in funzione del diametro

2.3 Assorbimento d'acqua

La presenza della malta aderente, oltre a ridurre, come detto, la massa volumica degli inerti riciclati rispetto agli elementi lapidei naturali, determina un assorbimento d'acqua superiore rispetto ai naturali. I test condotti nel presente lavoro hanno confermato quanto già noto [5]: gli aggregati riciclati hanno valori di assorbimento d'acqua inversamente proporzionali al diametro dei granuli. Tale tendenza è riscontrata anche negli inerti naturali seppure in misura nettamente inferiore. In Fig. 3 è riportato il diagramma relativo all'assorbimento d'acqua al variare del diametro dell'inerte di aggregati naturali confrontati con gli

aggregati riciclati analizzati nel presente lavoro, unitamente alle linee di tendenza. Nella tabella B sono indicati i valori ottenuti nella sperimentazione condotta.

Tabella B – Assorbimento d'acqua in %

diametro aggregato riciclato [mm]	Assorbimento d'acqua %
20	5,16
10	4,74
4	5,80
2	7,50
0,5	9,40

diametro aggregato naturale [mm]	Assorbimento d'acqua %
25	0,6
16	1,23
4	1,26
2	1,04

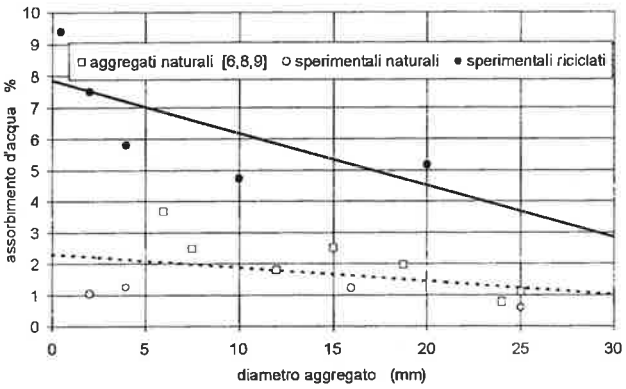


Fig. 3 Assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati qui testati e di quelli naturali in funzione del diametro e relative linee di tendenza

In Fig. 4 è riportato l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati reperiti in letteratura [6,8,9] con quelli impiegati nella presente indagine sperimentale.

2.4 Relazione fra l'assorbimento d'acqua e massa volumica degli aggregati riciclati

A causa del loro elevato grado di assorbimento, gli aggregati riciclati, prima di essere impiegati nel confezionamento del calcestruzzo, devono trovarsi in condizione satura a superficie asciutta: essi non devono assorbire o cedere acqua all'impasto. In pratica però accertare tale condizione è di notevole difficoltà e di norma viene verificata dalla sensibilità dell'operatore, anche perché il tempo necessario per raggiungere la condizione di completa saturazione varia sensibilmente da un tipo all'altro di inerte riciclato e pertanto non è stata ancora standardizzata. E' chiaro quindi che questa situazione rende difficoltoso collegare in modo univoco la lavorabilità, il rapporto acqua cemento e la resistenza, così come risulta invece per il calcestruzzo ordinario.

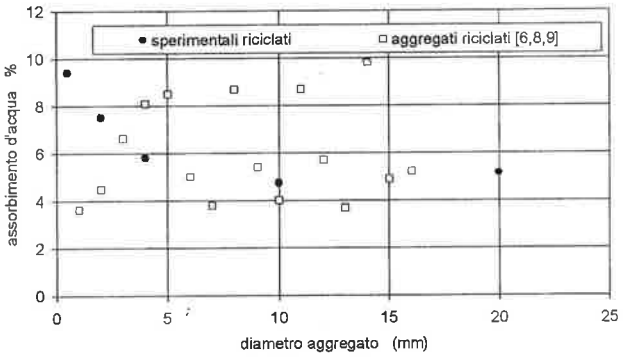


Fig. 4 Assorbimento d'acqua in funzione del diametro dell'aggregato riciclato

I problemi maggiori, da questo punto di vista, sono principalmente dovuti all'aggregato riciclato fine (diametro dei granuli inferiore a 2 mm) ed è per questo motivo che in letteratura [10] è consigliata l'esclusione dell'impiego di tali frazioni.

Nel presente lavoro si è voluto invece considerare anche questo tipo di diametro, curando l'osservazione della condizione a superficie satura asciutta e valutando i parametri relativi alla lavorabilità e alla resistenza.

In Fig. 5 riportiamo i valori sperimentali ottenuti nella presente indagine ed altri reperiti in letteratura [6,8], al fine di individuare una correlazione tra massa volumica e assorbimento d'acqua per gli aggregati riciclati, in luogo di quella proposta da Kriejger [11] che, come può essere osservato nella figura, non soddisfa i dati qui considerati e sottostima in maniera significativa l'assorbimento d'acqua.

La correlazione da noi proposta, valida sia per aggregati riciclati che quelli naturali, ha equazione:

$$Ass\% = -1{,}85\ MV + 50{,}25$$

dove MV indica la massa volumica in condizione di saturazione a superficie asciutta espressa in kN/m^3 e Ass% rappresenta l'assorbimento d'acqua in percentuale

2.5 Mix Design

Sulla base del mix design di miscele ordinarie che conferissero al calcestruzzo una resistenza media di circa 25 N/mm^2, tenendo conto della notevole porosità dell'aggregato riciclato, si è così proceduto.

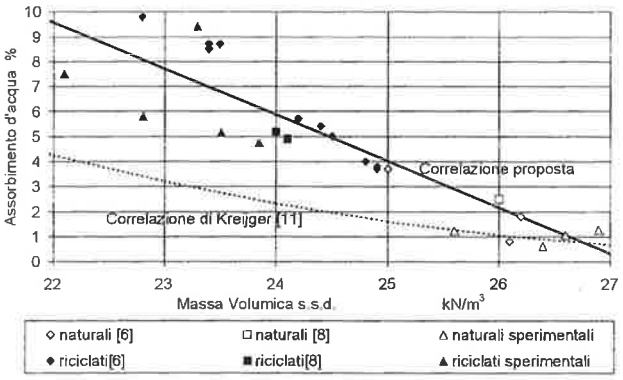


Fig. 5 Relazione sperimentale fra l'assorbimento d'acqua in % e la massa volumica per aggregati naturali ed artificiali, la correlazione proposta da Kriejger [11] per gli aggregati riciclati e quella da noi proposta per gli aggregati naturali e riciclati.

E' stato considerato un rapporto acqua cemento basso poiché le classi fini tendono a trattenere l'acqua sulla superficie esterna rendendo così difficile il raggiungimento della condizione di completa saturazione a superficie asciutta.

Per un rapporto acqua cemento 0,43, classe di esposizione 2A (ambiente umido, senza gelo) e con classe di consistenza S3 (100 ÷ 150 mm) si ritiene di impiegare 160 l/m^3 di acqua di impasto. Il quantitativo di cemento risulta: C = 160/ 0,43 = 370 kg/m^3

Sono state confezionate, a parità di acqua di impasto, di tenore di cemento, due miscele contenenti due assortimenti granulometrici che denomineremo P (proporzionata), quella che rientra nel fuso granulometrico raccomandato dalle UNI, ed NP (non proporzionata), quella rappresentativa del campione ottenuto dalla sola frantumazione del calcestruzzo originale. Riportiamo in tabella D le caratteristiche delle due miscele e nelle figure 6 e 7 rispettivamente le curve granulometriche tipo P ed NP.

2.6 Confezionamento del calcestruzzo riciclato

Data l'elevata porosità dell'aggregato riciclato si è provveduto a saturare d'acqua l'inerte lasciandolo a bagno per 30 min., successivamente è stato lasciato drenare all'aperto per circa 2 ore fino a che non si presentava a superficie asciutta. Poiché l'inerte grosso presentava la superficie asciutta in tempi inferiori rispetto all'inerte fine, raggiunto lo stato di superficie asciutta, per mantenere la condizione di saturazione, è stato protetto con teli di plastica.

Tabella D

Componenti	Miscela P (kg/m^3)	Miscela NP (kg/m^3)
Acqua	160	
Cemento	370	
Filler	50	98,4
+ 0,10	0	0
+ 0,125	6	0
+ 0,25	11	12
+ 0,5	154	68
+ 1,0	183	98
+ 2,0	194	166
+ 4,0	148	191
+ 6,5	126	166
+ 8,0	228	492
+ 12,5	183	246
+ 16,0	309	142
+ 20,0	57	18

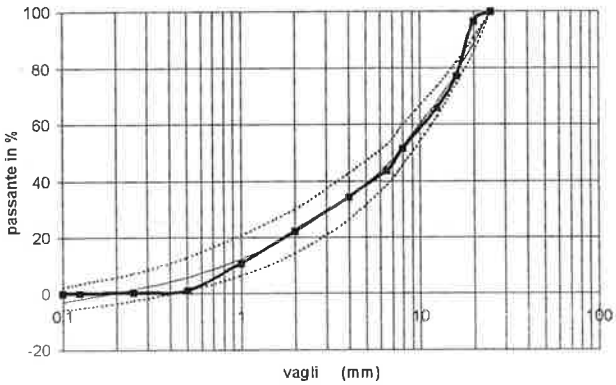


Fig. 6 - Curva granulometrica proporzionata, miscela P

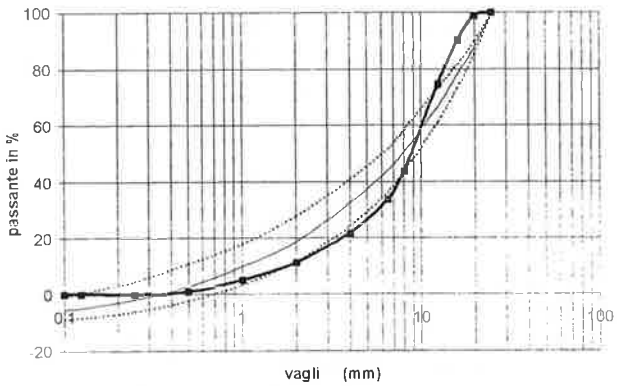


Fig. 7 – Curva granulometrica Non Proporzionata, miscela NP

2.7 Prove sul calcestruzzo fresco

Riportiamo in tabella E i valori ottenuti relativi alla prova dello Slump test e della massa volumica

Tabella E

	Slump Test (cm)	Massa Volumica (kN/m^3)
Miscela Proporzionata P	11	22,10
Miscela Non Proporzionata NP	16	22,45

2.8 Prove sul calcestruzzo indurito

Sono stati confezionati 6 provini cubici per ciascuna miscela, essi sono stati pesati e quindi sottoposti a prova di compressione a 28 giorni di stagionatura in condizioni standard.

I risultati relativi alla determinazione della massa volumica allo stato indurito sono riportati nella tabella F, quelli relativi alla resistenza a compressione nella tabella G.

3. ANALISI DEI RISULTATI

Relativamente alla Massa Volumica in condizione di saturazione a superficie asciutta (M.V.s.s.d.), si rileva dalla Fig. 1 che gli aggregati naturali hanno M.V.s.s.d. superiore di circa il 10% degli aggregati riciclati per qualsiasi diametro. Si riscontra inoltre, sulla base dei dati reperiti in letteratura e quelli qui testati, che la M.V.s.s.d. è indipendente dal diametro dell'aggregato riciclato. Mediamente il valore per quest'ultimo è pari a 23,5 kN/m^3, come può essere osservato nella Fig. 2.

Per gli aggregati riciclati l'assorbimento d'acqua è piuttosto elevato, a causa della malta attaccata ai granuli, e risulta inversamente proporzionale al diametro. L'assorbimento d'acqua risulta doppio rispetto a quello degli aggregati naturali a parità di diametro. La correlazione fra la M.V.s.s.d. e l'Assorbimento d'acqua proposta da Kreijger appare sottostimare il legame esistente fra i due parametri fisici (Fig. 5), per questo motivo è stata qui proposta una correlazione che pare ben interpretare i dati ottenuti dalla presente indagine e quelli reperiti in letteratura, essa può anche essere estesa agli aggregati naturali.

Le miscele di calcestruzzo confezionate con due differenti assortimenti granulometrici in assenza di fluidificante hanno prodotto dei calcestruzzi con lavorabilità S3 (Slump Test), sia per la miscela proporzionata P che per la non proporzionata NP: lo slump è pari a 11 cm per la P e 16 cm per la NP.

Tabella F

Miscela Proporzionata P		
N° provino	Peso N	Massa Volumica kN/m^3
1	75,10	22,25
2	74,63	22,11
3	74,45	22,06
4	75,22	22,29
5	74,81	22,17
6	74,15	21,97
Massa Volumica media		**22,14**

Miscela Non Proporzionata NP		
N° provino	Peso N	Massa Volumica kN/m^3
1	74,23	21,99
2	76,18	22,57
3	75,41	22,34
4	76,89	22,78
5	76,03	22,53
6	76,22	22,58
Massa Volumica media		**22,47**

Tabella G

Miscela Proporzionata P	
N° provino	Resistenza a compressione N/mm^2
1	35
2	37
3	37,50
4	36
5	37
6	36,50
R_{media}	**36,50**

Miscela Non Proporzionata NP	
N° provino	Resistenza a compressione N/mm^2
1	36
2	35
3	33,5
4	32
5	32
6	34
R_{media}	**33,75**

La resistenza media a 28 giorni, valutata su 6 provini per ciascuna miscela, è pari a 36,50 N/mm^2 per la P e 33,75 N/mm^2 per la NP. Pertanto, ricordando che gli aggregati riciclati provenivano dalla frantumazione di provini cubici di calcestruzzi aventi resistenze a rottura comprese fra 30 e 40 N/mm^2, si può affermare che il calcestruzzo riciclato ha mantenuto prestazioni pressoché costanti

4. CONCLUSIONI

1. Gli aggregati riciclati presentano una massa volumica in condizione di saturazione a superficie asciutta (*saturated surface dry, s.s.d.*), inferiore a quella degli aggregati naturali al massimo del 10%, ed un assorbimento d'acqua circa il doppio. Tutto ciò è dovuto alla porosità della pasta di cemento attaccata.
2. Si è riscontrata una relazione fra massa volumica e assorbimento d'acqua ed è stata proposta una correlazione in grado di stimare l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati in funzione della massa volumica e viceversa. Tale correlazione si è mostrata valida anche per gli aggregati naturali e pare meglio interpretare il fenomeno di quella proposta da Kreijger.
3. Senza aggiunta di fluidificanti ed impiegando esclusivamente aggregati riciclati (fini e grossi), con due assortimenti granulometrici, si sono ottenuti calcestruzzi con requisiti di durabilità secondo l'ENV 206. Infatti con un tenore di cemento di 370 kg/m^3, rapporto acqua cemento 0,43 si è ottenuta una lavorabilità S3 e resistenze caratteristiche superiori a 30 N/mm^2
4. Nonostante in letteratura sia sconsigliato l'impiego degli inerti riciclati fini, a causa dell'elevato assorbimento d'acqua che dovrebbe compromettere la lavorabilità, si è dimostrato come, curando la condizione di saturazione degli inerti prima del confezionamento del calcestruzzo, si possano ottenere calcestruzzi con prestazioni idonee nell'ambito strutturale impiegando esclusivamente aggregati riciclati.

5. BIBLIOGRAFIA

[1] Estratti degli Atti del Convegno "Gli aggregati da Riciclo: Aspetti Logistici e Problematiche Ambientali nella Valutazione Economica del loro Impiego" Pontevecchio di Magenta (Mi) 30 Nov. 2000.

[2] Coppola L., Monosi S., Sandri S, Borsoi A. – 1995, "Riciclaggio delle Strutture in C.A. e C.A.P. Demolite per il Confezionamento di Nuovi Calcestruzzi", L'Industria Italiana del Cemento, pp. 715 728

[3] Estratti degli Atti del Convegno "Gli Inerti Riciclare per l'Ambiente" Polo Scientifico e Tecnologico di Navacchio (Pisa) Aprile 2001

[4] Laraia R., Paina A. – 2001, "Rifiuti da Attività di costruzione e demolizione quadro normativo e linee di intervento", Recyclin, pp. 5-13

[5] Hansen T. C. – 1992, "Recycling of Demolished Concrete and Mansory", Report of Technical Committee 37-DRC Demolition and Reuse Concrete – RILEM, Report 6, Part I, E & F.N. Spon/Chapman & Hall, London

[6] Hansen T.C. Narud H – 1983, "Strength of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate" Concrete International – Design and Construction, 5, N° 1, pp. 79-83

[7] B.C.S.J. – 1978, "Study on recycled aggregate and recycled aggregate concrete" Building Contarctors Society of Japan. Committee on Disposal and Reuse of Concrete Construction Waste. Summary in Concrete Journal, Japan, 16, N° 7,pp. 18-31

[8] Limbachiya M.C., Leelawat T., Dhir R.K. – 2000, "Use of Recycled Concrete Aggregate in High-Strrength Concrete", Materials and Structures, vol. 33, pp 574-580

[9] Tavakoli M., Soroushian P. – 1996, "Strengths of Recycled Aggregate Concrete Made Using Field-Demolished Concrete as Aggregate", ACI Materials Journal, pp. 182 – 191

[10] Wirquin E., Hadjieva-Zaharieva R., Buyle-Bodin F. – 2000, "Utilisation de l'Absorption d'Eau des Bétons comme Critères de leur Durabilité – Application aux Bétons de Granulats Recyclés", Materials and Structures, vol. 33, pp 403-408

[11] Kreijger P.C. – 1983, "Hergerbruik van Bouw-en Sloopafval als Toeslagmateriaal in Beton", Th-Eindhoven, Afdeling Bouwkunde, Rapport M83-1

LA RIFONDAZIONE DEL CEMENTO ARMATO
Gabbia e getto

Alfredo Pagano[1], Michele Pagano[1]

[1] Professore Ingegnere, Studio Tecnico, Napoli.

SOMMARIO

La ricerca ha approfondito la protezione offerta dal conglomerato non fessurato al metallo, ma non si è curata, nella fase di getto, di evitare percorsi tortuosi per attorniare le barre metalliche, vuoti, deficienze essenziali nel cemento armato, di compattezza, di omogeneità, di diffusione delle armature. Le prescrizioni attuali della normativa vanno probabilmente riformulate con il criterio di progettare la gabbia delle armature non più sulla base, attuale, dei diametri delle barre di acciaio, ma sulla base del diametro massimo d del pietrisco. Si formulano nuove regole anche per il calcolo statico delle sezioni inflesse e se ne illustrano le conseguenze.

SUMMARY

Till now the scientific research has deeped the protection by corrosion offered by concrete without cracks to the metal of the iron bars. But it didn't take care to avoid difficult paths to surround the iron bars, so avoiding the gaps and the eventual defects of renforced concrete as compactedness, homogeneity and diffusion of iron bars in the concrete. Therefore, the specifications of our technical rules have to be reformed according to the design criterion of the bars' stands no more on the base of their diameter, but on the base of the maximum diameter of the crushed stone. We propose new rules also for the static verification of beams and we illustrate the consequences too.

1. INTRODUZIONE

Per rifondare il cemento armato occorre partire dalla sua tecnologia di esecuzione; un successivo problema da rivisitare in futuro sarà l'aggiornamento della teoria statica, che già una volta è stato affrontato in sede europea nel secolo ventesimo, ma non credo si possa dire che si è concluso.

2. GLI OBIETTIVI E LE DIRETTRICI PER IL LORO RAGGIUNGIMENTO

2.1 Presupposti del problema e sua formulazione

Resta invariato il discorso iniziale che è stato sempre fatto finora in merito al connubio tra calcestruzzo di cemento idraulico e il suo rafforzamento con barre di acciaio e che si è basato finora su due criteri fondamentali:

a) che i due materiali hanno in condizioni normali lo stesso coefficiente di dilatazione;
b) che sono quindi in grado di connettersi nell'*unicum* monolitico: con vantaggio reciproco di questa unione:
   - del conglomerato che sanava il suo difetto principale di essere dotato di modesta solidità ovvero da elevata resistenza a compressione e resistenza a trazione pari all'incirca un decimo con solidità pari a 0,10;
   - dell'acciaio di essere dotato di elevata vulnerabilità chimica e sanava questo suo difetto con la protezione offertagli dal conglomerato purché efficiente per spessore, porosità e impermeabilità.

2.2 Cenni descrittivi della situazione attuale

L'approfondimento della ricerca scientifica di questi problemi ha riguardato essenzialmente la

valutazione (quantitativa) della protezione che il conglomerato offriva al metallo; nonché la valutazione delle condizioni affinché il conglomerato non presentasse fessure e si creassero così vie di accesso all'ambiente corrosivo. Non ha riguardato la fase di generazione del conglomerato, nella quale è dapprima fluido, poi si compatta e s'indurisce con porosità e impermeabilità eccellenti; né del percorso, talora tortuoso, per andare a riempire i vuoti che attorniano le barre metalliche; né dei vuoti e delle deficienze di protezione e di omogeneità delle caratteristiche meccaniche globali. che talora si presuppongono esistenti ma nella realtà sono assenti. Si è molto studiato su questi problemi caso per caso negli stabilimenti di produzione di prefabbricati ottenendo ottimi risultati di mancanza di difetti, di durabilità e compattezza. Ma non si sono avuti analoghi progressi nella normativa tecnologica dei componenti eseguiti in opera, e, al contrario, situazioni deficitarie benché rispettose della normativa.

2.3 Definizione degli inconvenienti verificatisi

Per quanto attiene la verifica della sicurezza è prevalsa la preoccupazione di evitare che si tenesse conto della resistenza a trazione del calcestruzzo. Tale obiettivo è stato ottenuto, ma non si è pensato che questa impostazione comportasse la conseguenza pratica che non convenisse assolutamente disporre barre di acciaio che fossero vicine al baricentro ma tutte distanti, al massimo possibile, dando luogo ad anomale concentrazioni nella fibra inferiore delle travi inflesse e sul perimetro dei pilastri presso inflessi. Per riequilibrare questa anomala situazione è necessario imporre una seconda verifica che renda necessario armare diffusamente le sezioni in cemento armato. S'impone in conclusione la necessità di una attenta riflessione su questi aspetti per porre rimedio alle discrasie che ne derivano.

2.4 Limiti della proposta

Si prendono in considerazione solo due aspetti, tra loro interconnessi, ambedue necessari per ottenere un progresso:

a) l'aspetto morfologico delle gabbie di barre metalliche visto sotto l'aspetto del flusso del getto pastoso e quello
b) della verifica statica che si propone sia duplice, sia con il criterio della sezione parzializzata che della sezione omogenea.

Ci si limita a fornire le direttrici per raggiungere gli obiettivi desiderati, rinviando al prossimo futuro sia una più approfondita disamina e giustificazione, che l'analisi scientifica delle procedure, dello spettro dei risultati ottenibili, della formulazione concreta delle normative corrispondenti.

3. PRESCRIZIONI

3.1 Le regole attuali

Le prescrizioni dell'attuale normativa riguardano: copriferri, interferri, legature, tirantini, distanziatori, armature minime fuori calcolo e simili.

Le prescrizioni attuali riguardano la esigenza che intorno alle barre metalliche vi sia almeno lo spazio necessario per ottenere uno spessore che sia il minimo accertato in laboratorio per una valida protezione elettrochimica del metallo. La normativa prescrive che in progetto si prevedano almeno due centimetri di copriferro e uno spessore pari al diametro Φ della barra se Φ>2cm.

Il riferimento per la valutazione della posizione delle armature è cioè il valore di Φ.

3.2 Le nuove regole proposte

Si propone di assumere invece come riferimento base il diametro massimo del pietrisco nel conglomerato prescelto (d_{max}), che chiameremo più semplicemente (d) se ciò non crea equivoci.

Il nuovo criterio si preoccupa di evitare che il flusso del conglomerato possa essere ostacolato dal fatto che il pietrisco possa disporsi ad arco o a cupola nelle strettoie del suo percorso e non raggiunga tutti i vuoti della gabbia. Si è pertanto assegnato un limite minimo pari a 5d×5d nei varchi terminali e pari a 5d×10d nei canali principali.

Si prescrive infine che non vi sia volume di calcestruzzo >20dx20dx20d non incluso in un cubo virtuale del reticolo base.

In questo modo non si dovrebbero più verificare gli inconvenienti gravi che finora si sono avuti, cioè che, pur nel rispetto della normativa si possono creare, in una stessa sezione resistente di un componente strutturale, porzioni del componente stesso armate in modo notevolissimo, anzi intasate di barre di acciaio possibile e porzioni invece praticamente prive di armatura, con il risultato che il componente risulta in definitiva composto di una pelliccia molto armata e di una massa di conglomerato troppo poco armata. D'altra parte se nel rispetto della normativa è pur giusto che il progettista strutturale massimizzi unitamente ad una sufficiente resistenza, accertata con il criterio della sezione parzializzata, un risultato di minimo costo.

Occorre quindi introdurre negli obblighi della progettazione uno strumento che controlli questa discrasia: pertanto qui si propone di inserire nelle verifiche l'obbligo a non superare nel calcestruzzo una sollecitazione di trazione che sia 1/n della sollecitazione massima ammissibile di compressione, nel contempo imponendo che la verifica sia fatta in corrispondenza del reticolo pari a 6÷7d.e che si tenga conto anche del contributo del taglio nelle zone dove esso è massimo.

Si ritiene che queste due direttrici riescano a far sì che si costruisca un miglior cemento armato di quanto non si sia fatto finora. Nel seguito si illustrano sezioni trasversali di travi e pilastri realizzati nel rispetto di queste nuove regole. E' immediato prevedere l'obiezione che i costi aumenteranno. Forse è anche vero, ma aumenterà certamente la sicurezza e, se è vero che il costo di una struttura, nel settore dell'edilizia residenziale è un quarto del totale l'incremento di costo sul totale non sarà certamente insopportabile, con le nuove capacità di una edilizia industrializzata.

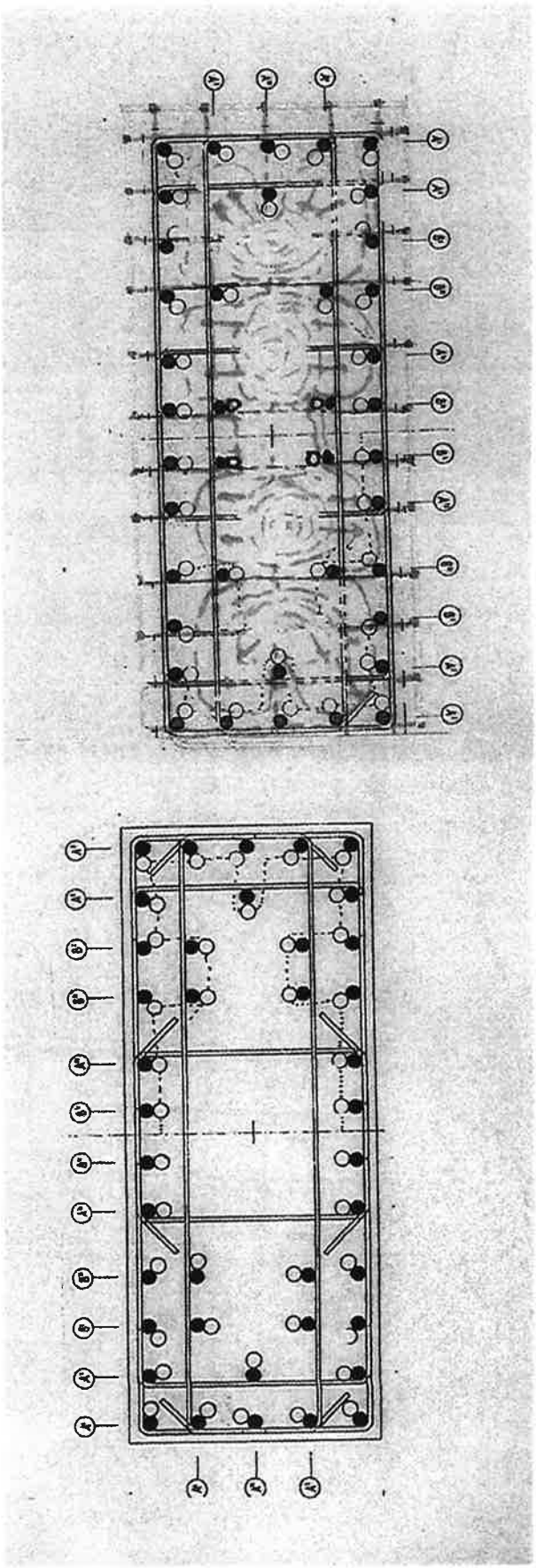
Le regole potrebbero essere le seguenti:

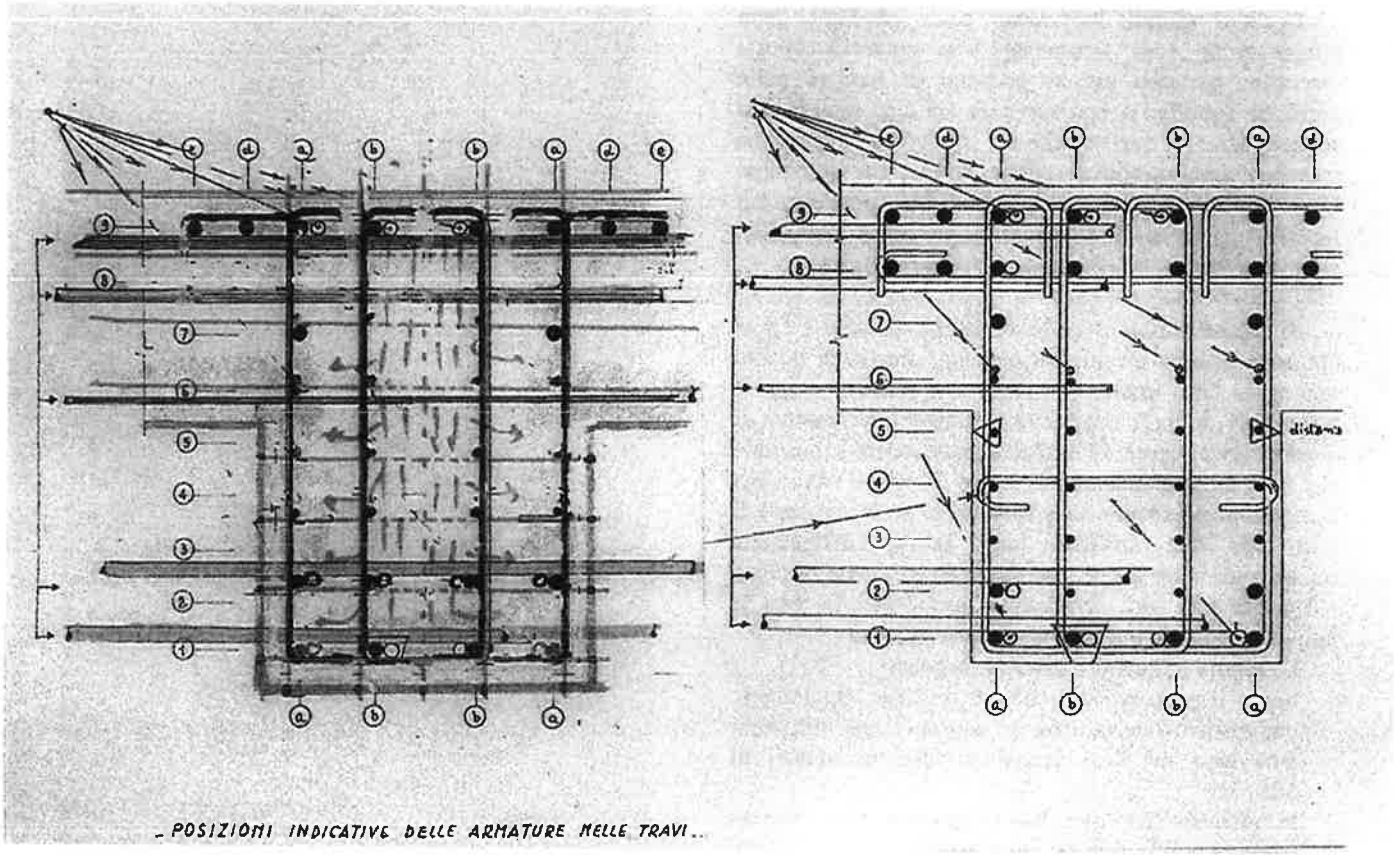
a) lungo il percorso del calcestruzzo per raggiungere una qualsiasi barra il flusso non deve mai introdursi attraverso un foro avente dimensioni minori di 5dx10d;
b) la distanza tra due barre parallele del reticolo spaziale cubico $[r^3]$ ($b_{min.} \cong r > 15D$ se $b_{min.} = 30cm$), reticolo cubico che deve esistere in qualsiasi componente e non deve mai essere maggiore di 15d in qualsiasi direzione;
c) copriferro >3d;
d) interferro >5d;
e) maglia cubica massima $(20d)^3$.

3.3 Le figure

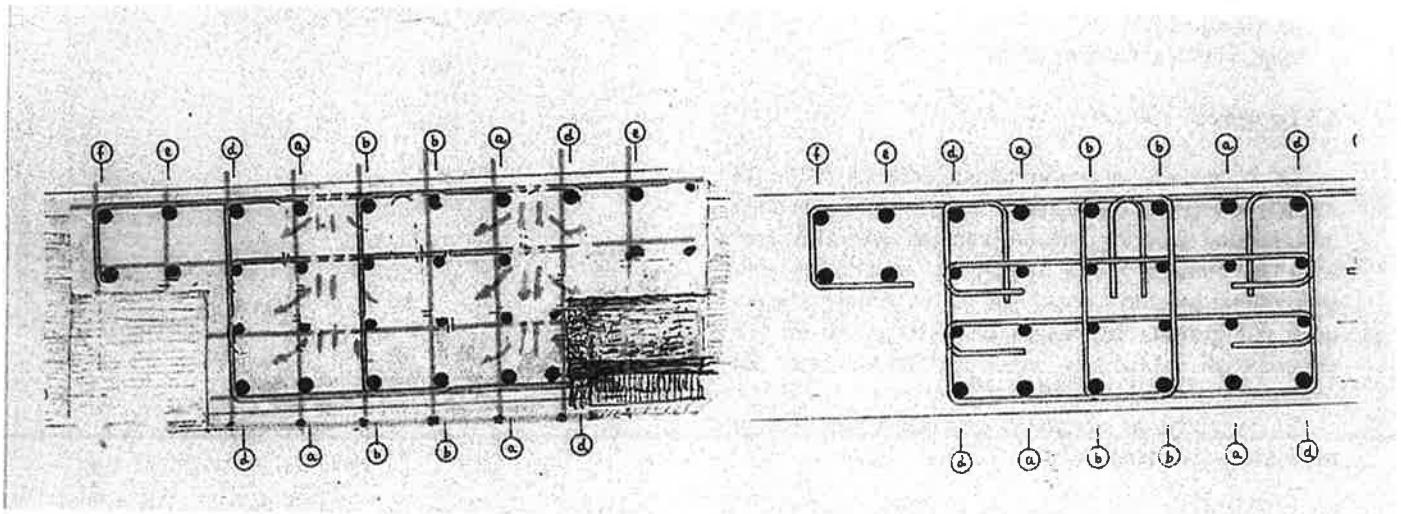
Le figure che seguono hanno solo lo scopo di illustrare meglio le conseguenze che deriverebbero dalla introduzione dei criteri precedentemente formulati; esse sono in numero molto limitato e riguardano solo componenti (pilastri e travi) per edifici residenziali nei quali si è prevista una maglia base (10^3)cm di fili ϕ 3 elettrosaldati e pietrisco avente d=15mm e barre del diametro massimo pari a 16mm.

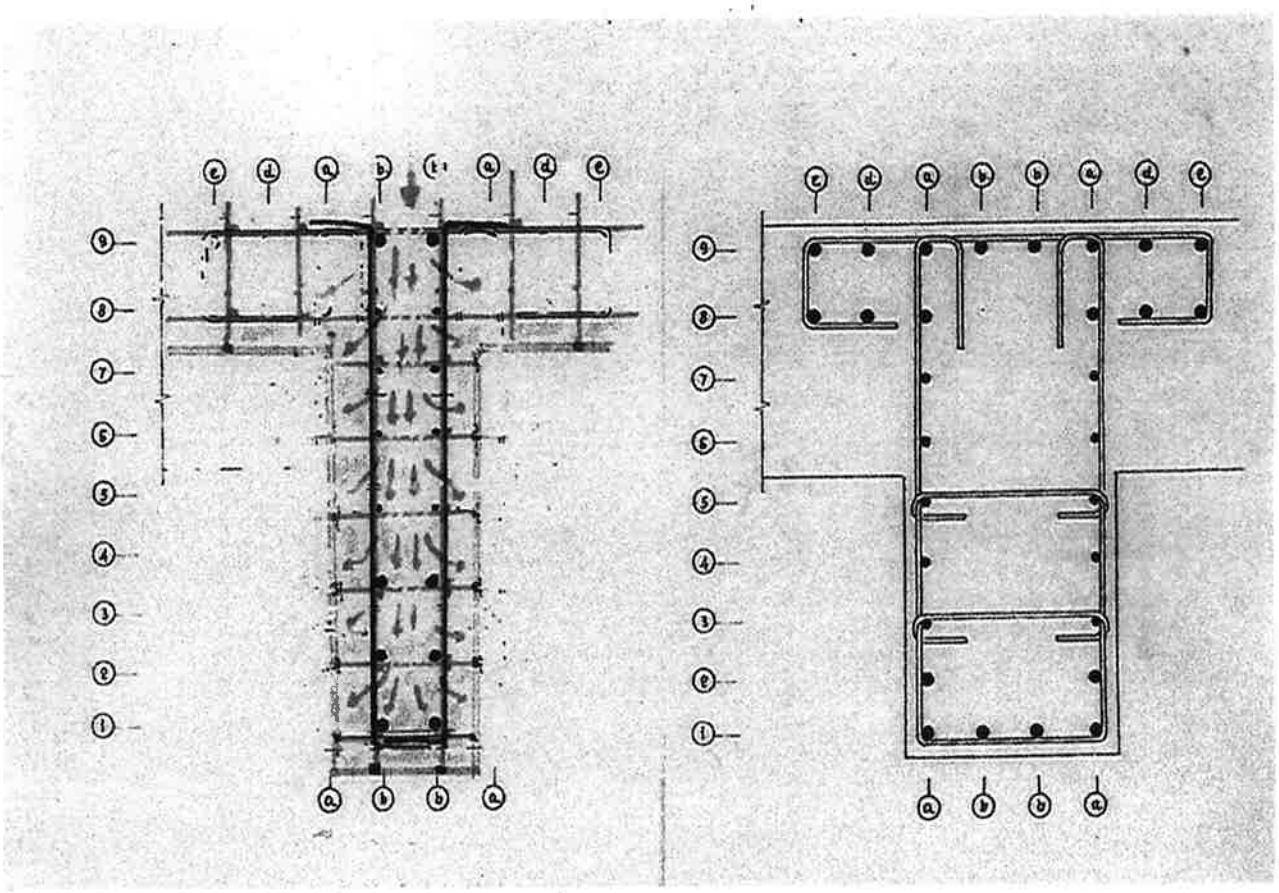
E' in corso lo studio di una vasta casistica di tipologie e di dimensioni.

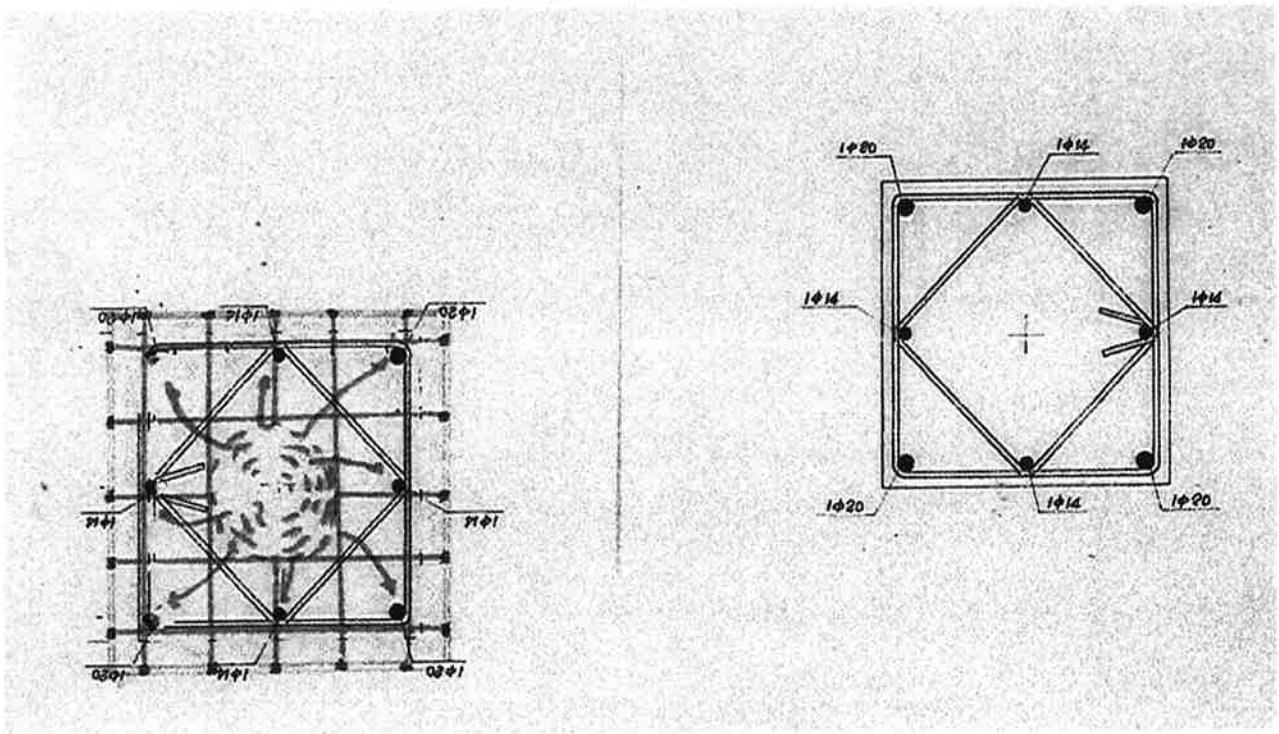




_ POSIZIONI INDICATIVE DELLE ARMATURE NELLE TRAVI _






1Φ20
1Φ14
1Φ20
1Φ14
1Φ14
1Φ20
1Φ14
1Φ20

AMPLIFICAZIONE DINAMICA DELLA RISPOSTA DEGLI IMPALCATI DA PONTE SULLE LINEE FERROVIARIE AD ALTA VELOCITÀ

Bruno Palazzo[1], Luigi Petti[2], Massimiliano De Iuliis[3]

[1] Professore Straordinario, Università degli Studi di Salerno.
[2] Ricercatore, Università degli Studi di Salerno.
[3] Dottorando, Università degli Studi di Salerno.

SOMMARIO

Lo studio presenta un'ampia analisi parametrica tesa a valutare l'errore commesso sul calcolo del coefficiente di amplificazione dinamica nel caso si trascuri il contributo alla risposta delle forme modali superiori per ponti ad impalcato continuo su più appoggi. Dopo un breve richiamo del problema della dinamica dei ponti soggetti a carichi viaggianti, si valuta la massima risposta di impalcati continui su più appoggi al variare dei parametri che descrivono il problema nel caso si consideri il contributo alla risposta di una o più forme modali. Vengono pertanto discussi gli errori che si commettono nel calcolo del coefficiente di amplificazione dinamica considerando il contributo della sola prima forma modale alla risposta.

SUMMARY

This study presents a wide parametric analysis to evaluate the error committed in the calculation of dynamic amplification coefficient neglecting the higher modal contributions to the bridge response modelled as a continuous beam. After a brief overview concerning the dynamic problem of bridges subject to travelling loads, the maximum response of continuous beams are evaluated varying different parameters which describes the problem. Therefore the errors committed in the calculation of the dynamic amplification coefficient considering the first modal form contribution to the response are discussed.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito del programma *linee veloci* condotto dalle Ferrovie dello Stato si sta realizzando il potenziamento delle attuali tratte mediante la costruzione di nuove linee ovvero il raddoppio di quelle esistente. In particolare, il progetto *linee veloci* prevede la riorganizzazione dei tratti ferroviari ad alta intensità di traffico, lungo le più importanti direttrici ferroviarie del Paese: la dorsale Milano-Napoli, la trasversale Torino- Milano-Venezia e il collegamento tra Milano e la Pianura Padana attraverso il Terzo Valico. In tale ambito la costruzione di opere d'arte presenta problematiche particolari in considerazione delle tipologie di carico ad elevata velocità.

Di recente, parte degli autori si sono interessati del progetto del "Ponte Bendola" sulla linea Torino-Milano-Venezia tratta Torino-Milano. Il ponte, ad impalcato continuo di lunghezza di 72.6 m, è composto da tre campate, due laterali di luce di 22.30 m e quella centrale di luce 28 m (figg. 1-2).

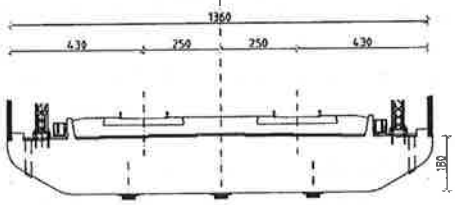


Fig. 1: Sezione trasversale del Ponte Bendola linea Torino-Milano-Venezia

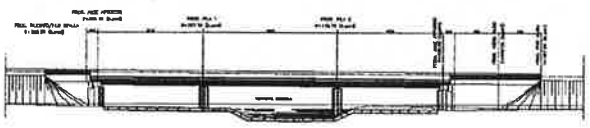


Fig. 2: Vista laterale del Ponte Bendola linea Torino-Milano-Venezia

Per le strutture da ponte è previsto nelle istruzioni FF.SS. "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" l'applicazione di carichi equivalenti ai convogli ferroviari reali amplificati da opportuni coefficienti di amplificazione dinamica. Le istruzioni FF.SS. prescrivono (punto 1.4.2), nel caso di velocità di percorrenza maggiore di 220 km/h e strutture con frequenza propria di vibrazione che non ricadano all'interno di intervalli definiti in considerazione delle luci della campate, l'esigenza di calcoli specifici. A tal fine, nel caso di impalcati a trave continua su più appoggi di luce massima per le singole campate minore di 60m e lunghezza massima del singolo impalcato non superiore a 130m è prevista la possibilità di svolgere una analisi semplificata modale in considerazione del contributo della sola prima forma modale. Il coefficiente di amplificazione è definito dal rapporto massimo tra la massima freccia valutata in considerazione della generica velocità di transito e quella massima valuta per una velocità di percorrenza pari a 20 km/h. Tali analisi sono in genere condotte per differenti tipologie di treni, definiti dalla geometria delle carrozze e dei carichi, ed in considerazione di differenti velocità di transito del convoglio, ad intervalli di 10 km/h e fino alla velocità massima $1{,}2V_0$ essendo V_0 la massima velocità di progetto della linea. I treni considerati sono quelli descritti all'Allegato B della stessa circolare: *Treno composto da 12 carrozze ALE 12, Treno D4 composto da 20 carri, Treno ICE composto da 2 locomotive e 13 carrozze, Treno ETR500 Y composto da 2 locomotive e 10 carrozze, treno TGV normale.*

La determinazione della risposta dinamica di una trave continua su più appoggi soggetta a carichi viaggianti rappresenta un problema tipico dell'ingegneria strutturale. La soluzione del problema classico relativamente ad una trave ad unica campata soggetta ad un singolo carico mobile, si deve a Timoschenko [15], [16], Ayre et. al. [1] risolsero il medesimo problema relativamente ad una trave simmetrica a due campate, mediante l'utilizzo di sviluppi in serie per l'analisi delle equazioni differenziali alle derivate parziali che lo caratterizzavano. Significativi sono anche i contributi di Fryba [6] che presenta soluzioni numeriche al problema per travi fino ad 6 campate, nonché di Benedetti [2], Florence [5] e Katz et. al. [10].

Come è noto, i carichi mobili spostandosi a velocità elevate lungo l'impalcato, possono determinare un carico dinamico avente energia concentrata in una banda di frequenza prossima alle frequenze proprie di vibrazione dell'impalcato, con conseguente incremento della risposta dinamica dello stesso. Contributi significativi all'analisi del problema in questione sono in Fryba [7] [8], Giangreco [9], Matsura [13], Yang et al. [17], Nàprstek [14] e Liberatore [12].

I metodi di risoluzione del problema dinamico si basano, in genere, sulla tecnica del disaccoppiamento modale. In particolare, le analisi sono condotte troncando il contributo alla risposta dovuto alle forme modali superiori. Ciò, se da un lato comporta una notevole semplificazione numerica, conduce a trascurare il contributo delle forme modali di ordine superiore, con la conseguenza di sottostimare gli effetti prodotti nello specifico da carichi viaggianti ad alte velocità su impalcati continui a più campate. Tale metodologia semplificata è richiamata dalle istruzioni FF.SS. che consentono in casi correnti la possibilità di approssimare la risposta dinamica delle strutture da ponte al solo contributo della prima forma modale.

In tale ambito, lo studio si prefigge di valutare l'approssimazione nel calcolo dei coefficienti di amplificazione trascurando il contributo alla risposta dinamica delle forme modali superiori alla prima. A tal fine, dopo un breve richiamo della dinamica dei ponti soggetti ad azioni viaggianti, si riportano i risultati di una ampia indagine parametrica condotta su ponti a travata continua su più appoggi.

2. DINAMICA DEI PONTI SOGGETTI A CARICHI VIAGGIANTI

Come è noto, [3], [4], [11], lo studio della dinamica dei ponti soggetti a carichi viaggianti, nel caso si trascurino gli effetti inerziali delle masse viaggianti e costanti le caratteristiche di massa e rigidezza, può essere ricondotto alla equazione:

$$\mathrm{EI}v^{IV}(x,t) + \mathrm{m}\ddot{v}(x,t) = f(x,t) \qquad (1)$$

dove E, I ed m rappresentano con ovvio significato dei simboli i parametri meccanici descriventi l'impalcato, per ipotesi costanti lungo l'asse longitudinale, v l'abbassamento dell'impalcato alla generica posizione x e tempo t ed, infine, f il carico verticale viaggiante sul ponte.

Separando la risposta v nei contributi dovuti al tempo ed allo spazio è possibile scrivere:

$$v(x,t) = \sum_{i=1}^{+\infty} y_i(t) \cdot \Phi_i\left(\frac{x}{L}\right) \qquad (2)$$

con y_i e Φ_i rappresentanti rispettivamente le coordinate generalizzate e le forme modali del sistema ed L la luce della generica campata. In considerazione della (2), la (1) si riscrive come:

$$\frac{EI}{L^4}\Phi\left(\frac{x}{L}\right)^{IV} y(t) + m\Phi\left(\frac{x}{L}\right)\ddot{y}(t) = f(x,t) \qquad (3)$$

che conduce, nel caso della omogenea associata, alle seguenti equazioni differenziali disaccoppiate nel tempo e nello spazio:

$$\Phi^{IV}\left(\frac{x}{L}\right) - a^4\Phi\left(\frac{x}{L}\right) = 0 \qquad (4)$$

$$\ddot{y}(t) + \frac{a^4 EI}{L^4 m} y(t) = 0 \qquad (5)$$

dove:

$$a^4 = \frac{\Phi^{IV}\left(\frac{x}{L}\right)}{\Phi\left(\frac{x}{L}\right)} = -\frac{mL^4}{EI}\frac{\ddot{y}(t)}{y(t)} \qquad (6)$$

La (4), considerando la variabile di integrazione x/L, conduce alla soluzione:

$$\Phi\left(\frac{x}{L}\right) = C_1 \sin\left(\frac{x}{L}a\right) + C_2 \cos\left(\frac{x}{L}a\right) + \\ + C_3 \sinh\left(\frac{x}{L}a\right) + C_4 \cosh\left(\frac{x}{L}a\right) \qquad (7)$$

le cui costanti di integrazione C restano determinate dalle condizioni al contorno.
Nel caso, ad esempio, di ponte a travata continua su tre appoggi, rappresentato in figura 3, la (7) va riscritta per i tratti AB-BC-CD con le seguenti condizioni al contorno, avendo espressa la funzione Φ nella variabile adimensionale x/L:

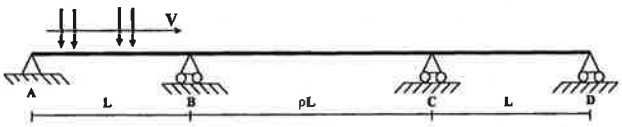


Figura 3: Modello di ponte a travata continua

$$nodo\ A: \begin{cases} \phi_{AB}(0) = 0 \\ \phi''_{AB}(0) = 0 \end{cases}$$

$$nodo\ B: \begin{cases} \phi_{AB}(1) = 0 \\ \phi_{BC}(1) = 0 \\ \phi'_{AB}(1) = \phi'_{BC}(1) \\ \phi''_{AB}(1) = \phi''_{AB}(1) \end{cases}$$

$$nodo\ C: \begin{cases} \phi_{CD}(1+\rho) = 0 \\ \phi_{BC}(1+\rho) = 0 \\ \phi'_{BC}(1+\rho) = \phi'_{CD}(1+\rho) \\ \phi''_{BC}(1+\rho) = \phi''_{CD}(1+\rho) \end{cases}$$

$$nodo\ D: \begin{cases} \phi''_{CD}(2+\rho) = 0 \\ \phi_{CD}(2+\rho) = 0 \end{cases}$$

dove con ρ si è indicato il rapporto tra le luce della campata centrale e di quelle laterali.
Ricercando la soluzione non banale si perviene alla equazione caratteristica:

$$K_1 \cdot [(\sin \rho a \cdot \cosh \rho a)/(\cosh \rho a - \cos \rho a)] + \\ + [(\sinh \rho a \cdot \cos \rho a)/(\cosh \rho a - \cos \rho a)] + \\ + K_2/K_3 = 0 \qquad (8)$$

dove:

$$K_1 = 1 + (K_5/K_4)\cdot(\sin \rho a - \sinh \rho a)$$
$$K_2 = -K_1 \cdot (\cos \rho a + K_6 \cdot \sin \rho a) + (\cosh \rho a + K_6 \cdot \sinh \rho a)$$
$$K_3 = (\cosh a/\sinh a) - (\cos a/\sin a)$$
$$K_4 = \sinh a \cdot (\cosh \rho a - \cos \rho a) + \\ - (\sin \rho a/\sin a)(\sinh a \cdot \cos a - \cosh \cdot \sin a)$$
$$K_5 = (\sinh a \cdot \cos a - \cosh a \sin a)/\sin a$$
$$K_6 = -(\sin \rho a + \sinh \rho a)/(\cosh \rho a - \cos \rho a)$$

che ammette infinite soluzioni a_i, cui corrispondono le forme modali del sistema.

Introdotto il parametro α:

$$\alpha = \frac{EI}{L^4 m} = \frac{EI}{L^3}\cdot\frac{1}{Lm} \qquad (9)$$

dalla (6) resta fissata la pulsazione naturale della i-ma forma modale:

$$\omega_i = \sqrt{\alpha} \cdot a_i^2 \qquad (10)$$

Nel caso in cui si considera ora il passaggio di un convoglio ferroviario a velocità V, definito dalla posizione x_j e dal carico P_j degli assi delle singole carrozze, nell'ipotesi in cui si trascuri l'inerzia dello stesso, la (3), considerando il contributo di tutte le forme modali, conduce a:

$$\frac{EI}{L^4}\sum_{i=1}^{\infty}\Phi_i\left(\frac{x}{L}\right)^{IV} y_i(t) + m\sum_{i=1}^{\infty}\Phi_i\left(\frac{x}{L}\right)\ddot{y}_i(t) = \\ = \sum_{j=1}^{\infty} P_j(v \cdot t - x_j, t) \qquad (11)$$

dove $(V \cdot t - x_j)$ rappresenta la posizione del generico asse al tempo t.

Definito il prodotto scalare $\langle g_1, g_2 \rangle$ tra due funzioni $g_1(\eta)$ e $g_2(\eta)$, con $\eta \in [0,2+\rho] \in R$, come:

$$\langle g_1, g_2 \rangle = \int_0^{2+\rho} g_1(\eta) \cdot g_2(\eta) d\eta \qquad (12)$$

si ottiene, in considerazione della proprietà di ortogonalità delle forme modali:

$$\langle \Phi_k, \Phi_i \rangle = 0 \text{ per } i \neq k.$$

Pertanto, il prodotto scalare tra la generica forma modale k e le componenti la (11), considerando la (5), conduce a:

$$\ddot{y}_k(t) + \frac{EIa_k^4}{mL^4} y_k(t) = \frac{\sum_{j=1}^{\infty}\Phi_k\left(\frac{x}{L}\right) \cdot \frac{P_j(V \cdot t - x_j, t)}{m}}{\langle \Phi_k, \Phi_k \rangle}$$

ovvero:

$$\ddot{y}_k(t) + \omega_k^2 y_k(t) = \\ = \frac{\sum_{j=1}^{\infty}\Phi_k\left(\frac{x}{L}\right) \cdot \varepsilon\left(\frac{x}{L}, t, V\right) \cdot \frac{l_{car} \cdot g}{n_{assi}}}{\langle \Phi_k, \Phi_k \rangle} = Q_k(t, V) \qquad (13)$$

avendo posto:

$$\varepsilon\left(\frac{x}{L}, t, v\right) = \frac{P_j(V \cdot t - x_j, t) \cdot n_{assi}}{l_{car} \cdot mg}$$

ed indicato con l_{car}, n_{assi} e g rispettivamente la lunghezza della generica carrozza componente il convoglio, il numero di assi della stessa e l'accelerazione di gravità. Dalla (13) si osserva che la funzione ε, definita solo in prossimità degli assi, rappresenta il carico viaggiante sull'impalcato a velocità assegnata V e rappresenta il rapporto tra il peso della generica carrozza ed il peso di un tratto di impalcato di lunghezza pari a quella della stessa.

Inoltre, dalla (13) si osserva che le azioni generalizzate Q_k in corrispondenza della generica forma modale sono funzione non solo della stessa forma modale ma anche della velocità del convoglio e della posizione degli assi dello stesso. Pertanto fissata la geometria dell'impalcato e del convoglio, il contenuto energetico in frequenza che descrive il segnale in ingresso varia in considerazione della particolare velocità considerata. In generale, all'aumentare della velocità di transito corrispondono segnali in ingresso caratterizzati da spettri di energia di elevata intensità verso le alte frequenze. Ne consegue che per particolari velocità si possono generare situazioni di risonanza per le forme modali superiori.

3. DESCRIZIONE DEI CONVOGLI

Dalle istruzioni FF.SS. "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" restano definiti all'allegato A i seguenti treni:

Treno composto da 12 ALE 601: 12 carrozze a quattro assi di peso 19.5 t/asse. Gli assi per ogni carrozza sono distanziati rispettivamente di 2.9, 14.9 e 2.9 m, la distanza tra gli assi terminali di due carrozze è 6.2 m. Velocità massima 200 Km/h. Lunghezza complessiva 316,6 m.

Treno D4 composto da 20 CARRI: 20 carri a quattro assi di peso 22.5 t/asse. Gli assi per ogni carrozza sono distanziati rispettivamente di 1.8, 4.15 e 1.8 m, la distanza tra gli assi terminali di due carrozze è 3 m. Velocità massima 160 Km/h. Lunghezza complessiva 214,7 m.

Treno ICE composto da 2 LOCOMOTORI e 13 CARROZZE: il convoglio presenta un locomotore in testa ed uno in coda alle carrozze. Locomotori a quattro assi di peso 20 t/asse; gli assi per ogni locomotore sono distanziati rispettivamente di 3, 8.46 e 3 m, la distanza tra gli assi terminali dei locomotori e le carrozze è di 4.45 m. Carrozze a quattro assi di pero 15 t/asse; gli assi per ogni carrozza sono distanziati rispettivamente di 3, 16.5 e 3 m, la distanza tra gli assi terminali di due carrozze è 4,90 m. Velocità massima 250 Km/h. Lunghezza complessiva 389,12 m.

Treno ETR500 composto da 2 LOCOMOTORI e 10 CARROZZE: il convoglio presenta un locomotore in testa ed uno in coda alle carrozze. Locomotori a quattro assi di peso 18 t/asse; gli assi per ogni locomotore sono distanziati rispettivamente di 3, 9 e 3 m, la distanza tra gli assi terminali dei locomotori e le carrozze è di 4.4 m. Carrozze a quattro assi di pero 15 t/asse; gli assi per ogni carrozza sono distanziati rispettivamente di 3, 16 e 3 m, la distanza tra gli assi terminali di due carrozze è 4,10 m. Velocità massima 300 Km/h. Lunghezza complessiva 295,7 m.

Treno TGV composto da 2 GRUPPI LOCOMOTORI e 13 CARROZZE: il convoglio presenta un gruppo locomotore in testa ed uno in coda alle carrozze. Gruppi locomotori a 7 assi di peso 17 t/asse; gli assi per ogni locomotore sono distanziati rispettivamente di 3, 11, 3, 3.3, 3 e 15.7 m, la distanza tra gli assi terminali dei gruppi locomotori e le carrozze è di 3 m. Carrozze a due assi di peso 17 t/asse; gli assi per ogni carrozza sono distanziati 15.7 m, la distanza tra gli assi terminali di due carrozze è 3 m. Velocità massima 350 Km/h. Lunghezza complessiva 249,3 m.

4. ANALISI PARAMETRICA

Le analisi numeriche condotte sono finalizzate alla valutazione del contributo alla risposta dinamica complessiva delle forme modali superiori alla prima. A tale scopo, definita la geometria dell'impalcato come in fig. 3, fissati il valore della velocità (V) del convoglio, del rapporto (λ) tra la lunghezza del convoglio e la luce (L) della campata laterale, del rapporto (ρ) tra le luci della campata centrale e quella laterale, nonché della pulsazione (ω) del primo modo di vibrare, vengono valutati i coefficienti di amplificazione dinamica φ_1 e φ_3 rispettivamente per il caso in cui è considerato il contributo della sola prima forma modale ovvero il contributo delle prime tre forme. Tali coefficienti rappresentano il rapporto tra le massime risposte valutate per le velocità V e la massima risposta valutata per V=20 km/h lungo l'intero sviluppo dell'impalcato per i seguenti intervalli di parametri:

$$\rho = [1,2], \quad T = [0.01,10]\,sec., \quad \lambda = [5,32].$$

Nelle figure 4-18 si riporta l'andamento del rapporto

$$\chi(\omega,\rho,\lambda) = \left(\frac{\varphi_3}{\varphi_1}\right)_{max}$$

al variare della pulsazione (ω) e del rapporto (λ) per differenti tipologie di treni e di geometria dell'impalcato definita da ρ. Tale rapporto rappresenta il massimo incremento della risposta dinamica dell'impalcato nel caso in cui si consideri il contributo delle tre prime forme modali rispetto a quella valutata considerando la sola prima forma.

Nelle figg. 4-6 si riportano le analisi condotte per il treno ALE 601, rispettivamente per ρ=1, ρ=1.5 e ρ= 2. Analogamente, nei gruppi di figg. 7-9, 10-12, 13-15 e 16-18 si riportano le analisi per i treni D4, ICE, ETR 500, TGV.

Dalle figure si osserva che, nel caso si considerino tre forme modali, si ottengono per determinate condizioni risposte massime anche notevolmente superiori a quelle ottenute considerando la sola prima forma modale. Gli incrementi di risposta sono massimi per le basse frequenze e per i valori di λ in corrispondenza dei quali il convoglio, per una delle possibili velocità di transito, comporta azioni generalizzate Q con contenuto in frequenza elevato in prossimità delle forme modali superiori considerate. I massimi incrementi (χ=4-6) si ottengono per i treni ALE 601 e TGV.

Nelle figg. 19-20 si riportano i diagrammi dei massimi spostamenti verticali dell'impalcato per il treno ALE 601 e velocità di transito pari a 20 e 160 Km/h nel caso in cui sono considerati rispettivamente il contributo della sola prima forma modale ovvero delle prime tre ed avendo fissato:

$$\rho=1, \quad \lambda=17$$

$$\omega_1=8 \text{ rad/sec}, \quad \omega_2=10{,}26 \text{ rad/sec}, \quad \omega_3=15{,}03 \text{ rad/sec}$$

L'analisi delle figure mostra che l'incremento di risposta, nel caso si considerino le prime tre forme modali, è notevolmente superiore a quello relativo al caso di analisi troncata alla sola prima forma modale. Inoltre, si osserva che i massimi rapporti si ottengono in corrispondenza delle campate laterali.

Dall'analisi della descrizione spettrale delle azioni generalizzate Q per le prime tre forme modali (fig. 21) si osserva che l'azione corrispondente alla seconda forma modale presenta in corrispondenza della pulsazione propria un elevato contenuto energetico. Viceversa le altre azioni generalizzate non presentano elevati contributi energetici in prossimità delle corrispondenti pulsazioni naturali di vibrazione. Pertanto, in tale caso la risposta dinamica del ponte è governata dal contributo della seconda forma modale.

5. CONCLUSIONI

Lo studio ha presentato un'ampia analisi parametrica tesa a valutare l'errore commesso sul calcolo del coefficiente di amplificazione dinamica nel caso si trascuri il contributo alla risposta delle forme modali superiori per ponti ad impalcato continuo su più appoggi.

L'analisi dei risultati mostra che per determinati parametri di progetto le amplificazioni che si ottengono

sulla risposta di strutture da ponte a travata continua su più appoggi può risultare anche notevolmente superiore se si tronca l'analisi dinamica alle prime tre forme modali piuttosto che alla sola prima forma.

Per particolari convogli, quali ad esempio i treni ALE 601 e TGV, i coefficienti di amplificazione, nel caso si considerino tre forme modali, risultano anche notevolmente superiori a quelli valutati considerando la sola prima forma modale. In particolare, tali incrementi si localizzano nella risposta delle travate laterali di luce minore e sono determinati da fenomeni di risonanza in prossimità delle pulsazioni delle forme modali superiori.

I risultati ottenuti, in considerazione dell'importanza di tali tipologie strutturali sulle reti di trasporto ad alta velocità, evidenziano l'opportunità di un prosieguo della ricerca finalizzato alla definizione di criteri progettuali più mirati a tali problematiche.

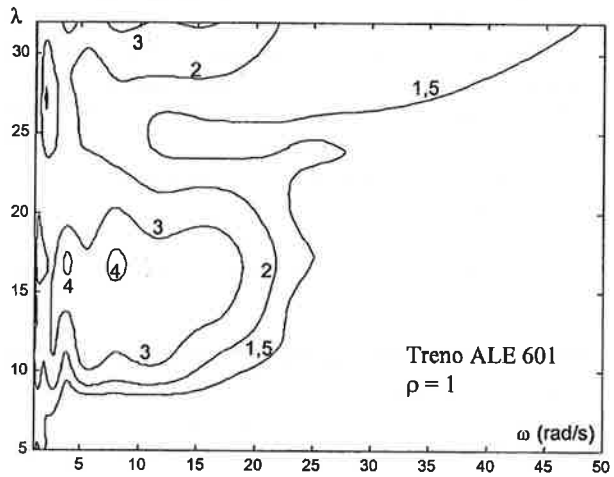


Figura 4: Andamento del rapporto χ per treno ALE 601 e ρ=1

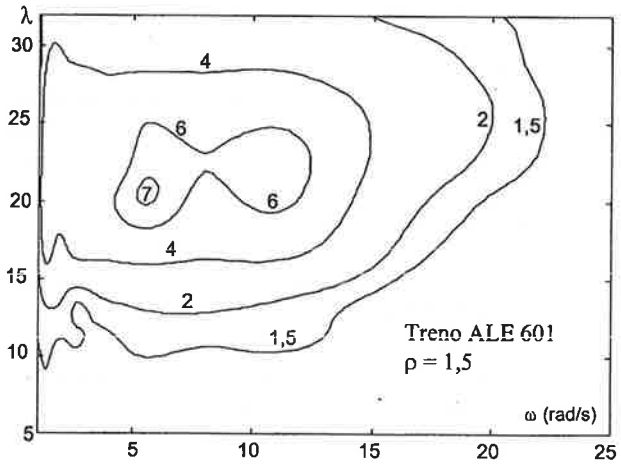


Figura 5: Andamento del rapporto χ per treno ALE 601 e ρ=1,5

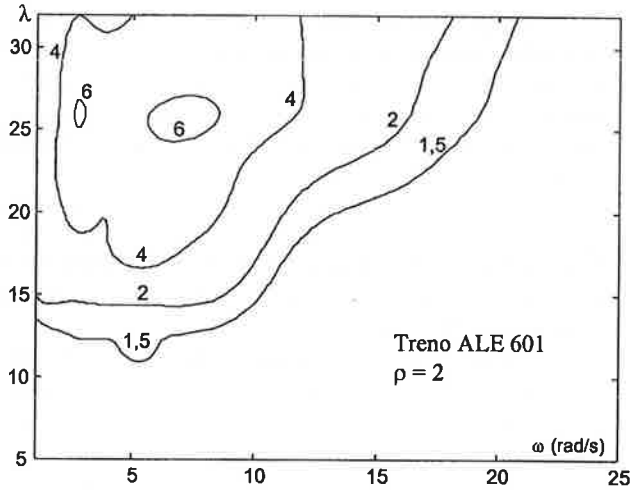


Figura 6: Andamento del rapporto χ per treno ALE 601 e ρ=2

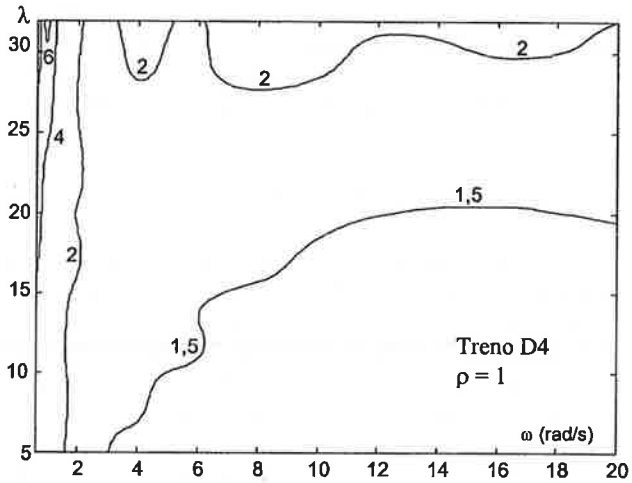


Figura 7: Andamento del rapporto χ per treno D4 e ρ=1

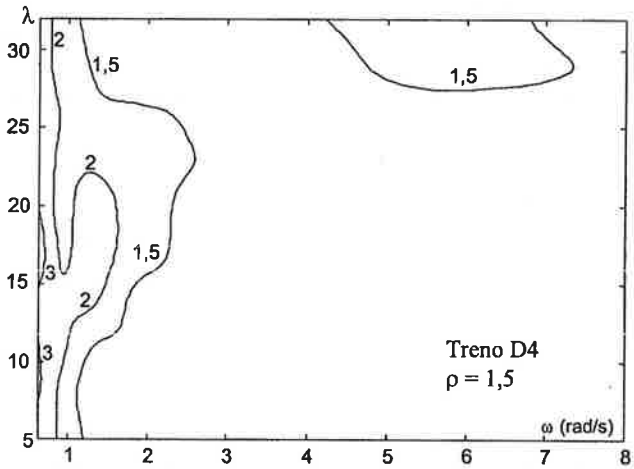


Figura 8: Andamento del rapporto χ per treno D4 e ρ=1,5

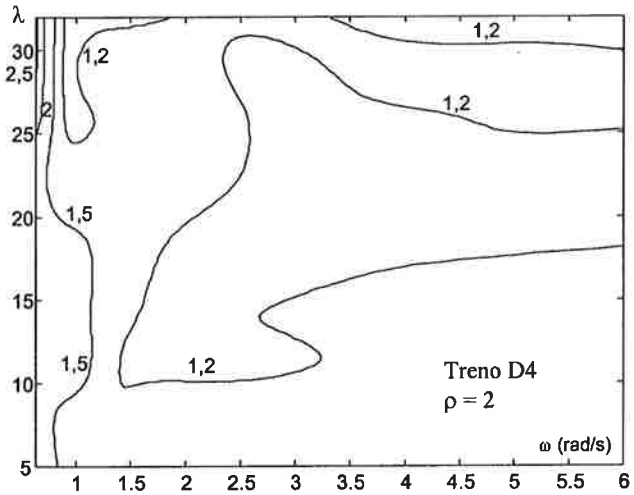


Figura 9: Andamento del rapporto χ per treno D4 e ρ=2

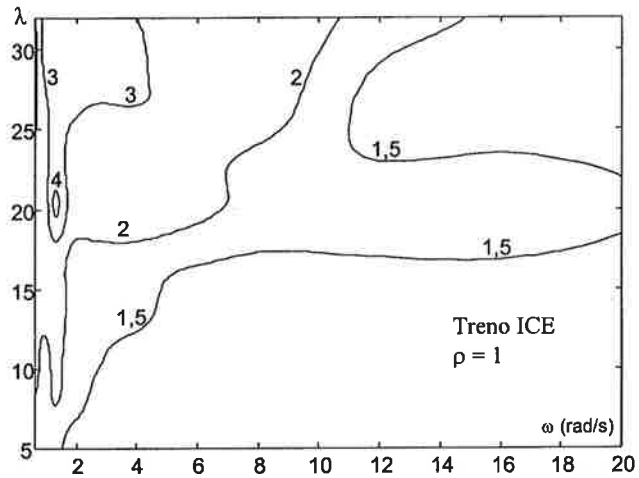


Figura 10: Andamento del rapporto χ per treno ICE e ρ=1

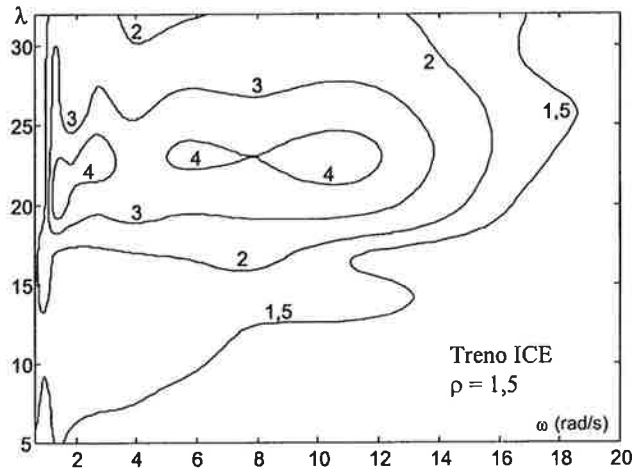


Figura 11: Andamento del rapporto χ per treno ICE e ρ=1,5

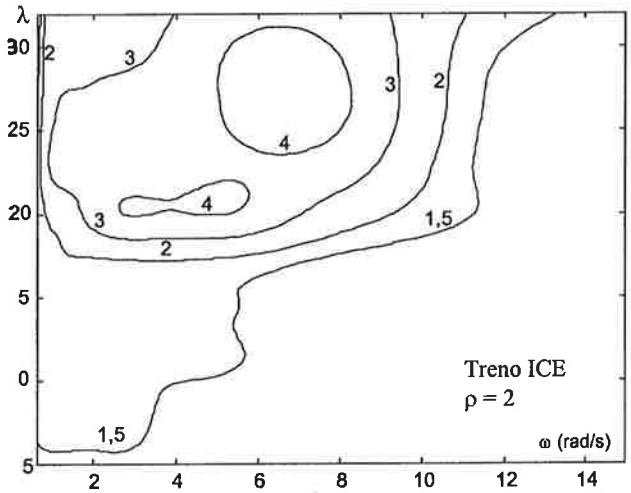


Figura 12: Andamento del rapporto χ per treno ICE e ρ=2

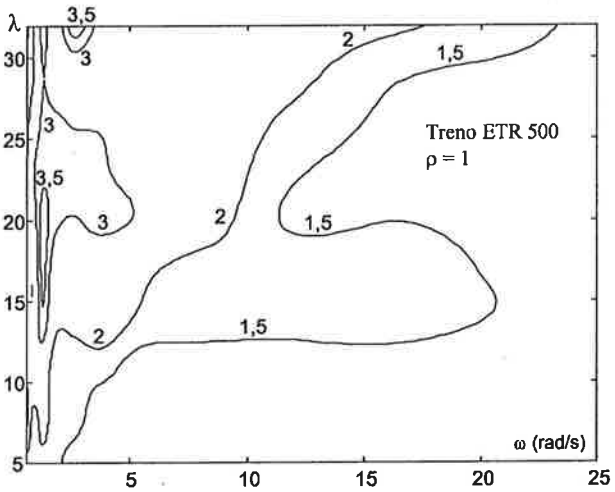


Figura 13: Andamento del rapporto χ per treno ETR 500 e ρ=1

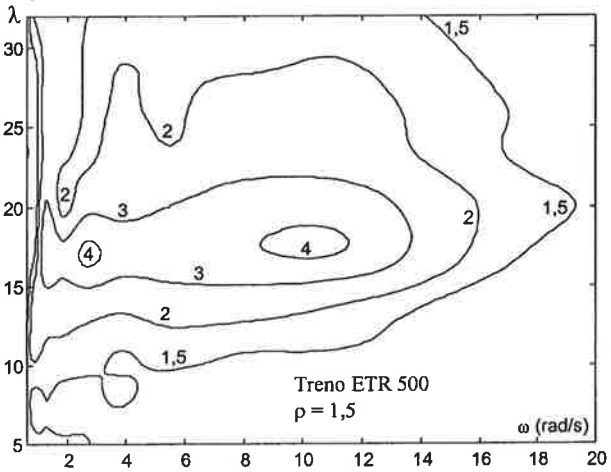


Figura 14: Andamento del rapporto χ per treno ETR 500 e ρ=1

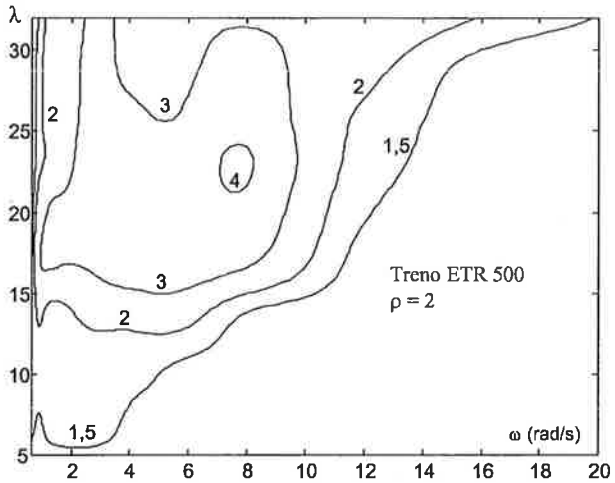


Figura 15: Andamento del rapporto χ per treno ETR 500 e ρ=1

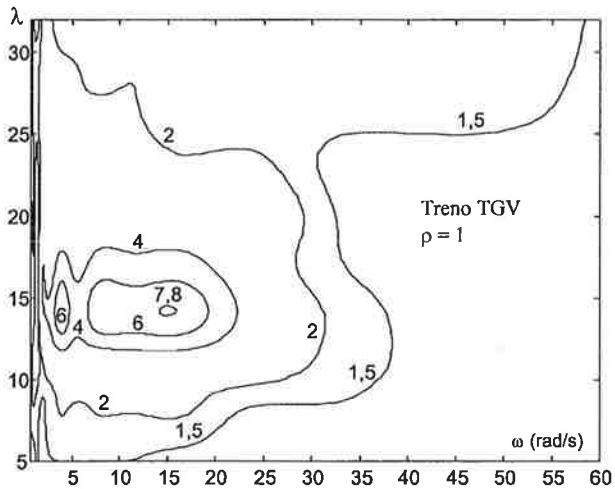


Figura 16: Andamento del rapporto χ per treno TGV e ρ=1

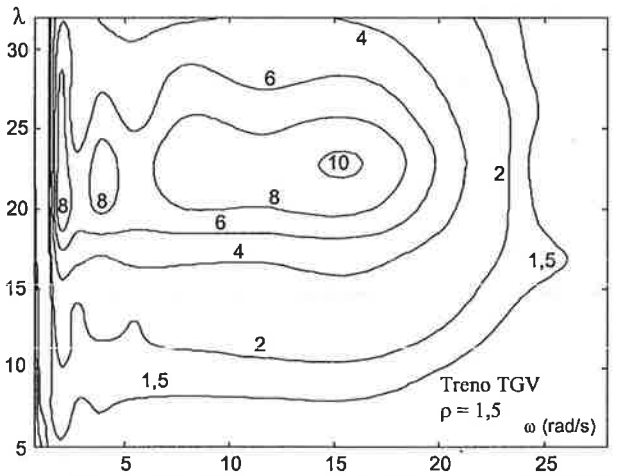


Figura 17: Andamento del rapporto χ per treno TGV e ρ=1,5

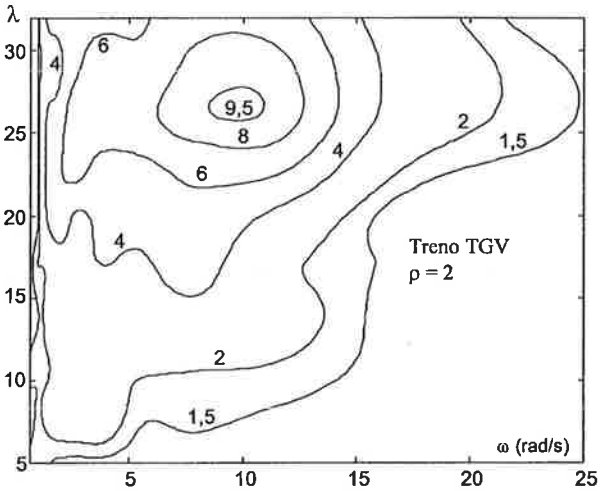


Figura 18: Andamento del rapporto χ per treno TGV e ρ=2

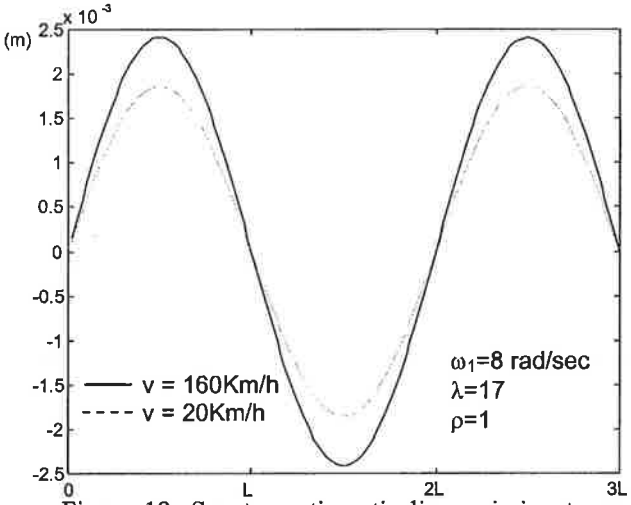


Figura 19: Spostamenti verticali massimi – treno ALE 601 – analisi dinamica troncata alla prima forma modale

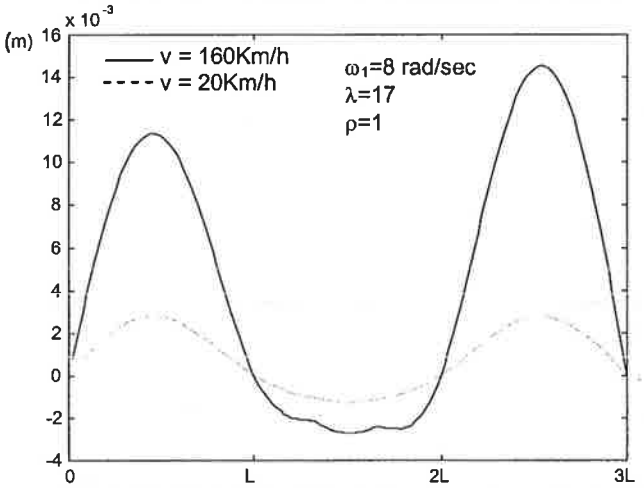


Figura 20: Spostamenti verticali massimi – treno ALE 601 – analisi dinamica troncata alle prime tre forme modali

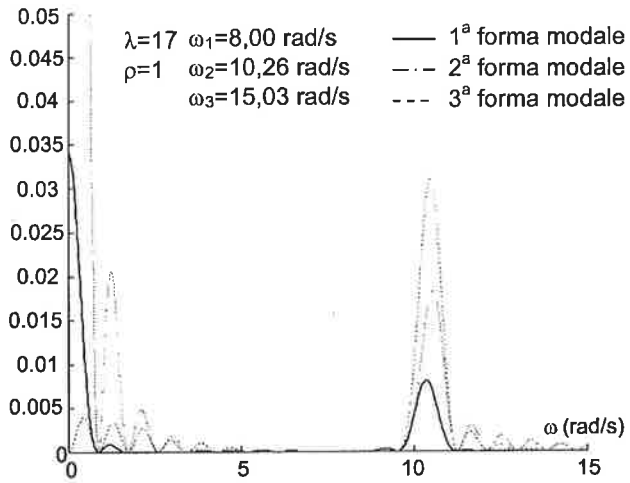


Figura 21: Spettri di potenza dei segnali in ingresso relativi alle prime tre forme modali – treno ALE 601

Bibliografia

[1] AYRE R.S., FORD G.,JACOBSEN L.S., 1950, Transverse vibration of two span beam under the action of a moving constant force, Trans. ASME J. Appl. Mech. 17, 1-12

[2] BENEDETTI G.A., 1974, Dynamic stability of a beam loaded by a sequence of moving mass particles, Trans. ASME J. Appl. Mech. 41, 1069-1071

[3] CHOPRA A.K., Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1995.

[4] CLOUGH R.W. - PENZIEN J., 1993, Dynamics of Structures, McGraw-Hill, 634 pp.

[5] FLORENCE A.L., 1965, Travelling force on a Timoschenko beam, Trans. ASME J. Appl. Mech. 32, 351-358

[6] FRYBA L., 1972, Vibration of Solids and Structures under moving loads, Noordhoff International, Groningen

[7] FRYBA L., 1996, Dynamics of railway bridges, 2nd ed. London, Telford

[8] FRYBA L., 2001, A rough assessment of railway bridges for high speed trains, Enginnering Structures, 23, 548-556

[9] GIANGRECO E., 1992, Teoria e tecnica delle Costruzioni, Vol. 2

[10] KATZ R., C.W. LEE, ULSOY A.G., SCOTT R.A., 1987, Dynamic stability and response of a beam subject to a deflection dependent moving load, Trans. ASME Jour. Vibr. Acoust. Stress Reliab. Des. 109, 316-365

[11] KOLOUSEK V., 1973, Dynamic in Engineering Structures, Academia, Prague, Butterworth, London

[12] LIBERATORE D., 1999, Dynamic interaction between periodic train and bridge at resonance, in Fryba L., Nàprstek J., editors, Structural dynamics – EURODYN '99, vol. 2 Rotterdam, 693-698

[13] MATSUURA A., 1979, Dynamic behavior of bridge girder for high speed railway bridge, Quarterly Reports, Railway Technical Research Istitute, Tokyo, 20(2), 70-6

[14] NAPRSTEK J., 2000, Resonance speed of axle forces row moving along a beam, in Proceedings: Colloquium Dynamics of Machines 2000, Prague: IT ASCR, 145-152

[15] TIMOSHENKO, STEPHEN; AND YOUNG, DONOVAN HAROLD WEAVER, WILLIAM JR. , 1990, Vibration Problems in Engineering, New York, Wiley

[16] TIMOSHENKO S.P., 1992, On the forced vibration of bridge, Phil. Mag. 6, 1018

[17] YANG et al., 1997, Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds, Engineering Structures, 19, 936-944

ANALISI ED AFFIDABILITÀ DEI PRINCIPALI MODELLI DEL TENSION STIFFENING

Luisa Pani[1]

[1] Università di Cagliari.

SOMMARIO

E' presentata un'analisi critica dei principali modelli relativi al tension stiffening, che riveste un ruolo fondamentale nella valutazione della deformabilità di elementi di cemento armato. Vengono mostrate le stime offerte dai diversi modelli del tension stiffening al variare dei principali parametri in gioco (diametro della barra, ricoprimento di calcestruzzo, resistenza del calcestruzzo, ecc.) e degli stati tensionali, e la loro ricaduta nella valutazione della deformabilità. Sulla base dei dati reperiti in letteratura, sono messe a confronto stime di deformabilità di barre tese immerse nel calcestruzzo e di travi inflesse in cemento armato con i relativi risultati sperimentali.

SUMMARY

A critical analysis of the main models concerning the tension stiffening, which takes on a basic role in evaluation of deformation of reinforced concrete members, is presented. The estimates offered by several models of tension stiffening when changing the main parameters in questions (such as bar size, concrete cover, compressive concrete strength, ect.) and of tension states, and their repercussion on deformation evaluation are shown. On the basis of the data found in the literature, we compare the estimates of deformations of tension bars embedded in concrete and of reinforced concrete bending beams with the relative experimental data.

1. PREMESSE

I controlli necessari per assicurare un soddisfacente comportamento in esercizio vanno messi in giusta luce nella progettazione. Il progettista di un'opera in cemento armato è tenuto ad affrontare con particolare attenzione il problema della deformabilità strutturale, in quanto essa ha molteplici implicazioni: la durabilità, la funzionalità, l'esigenza di soddisfare condizioni standard nei processi produttivi, ecc. La mancata cura nell'affrontare tali problematiche da luogo ad inconvenienti che col tempo tendono ad aggravarsi.

La deformabilità delle travi in cemento armato è valutata, per un semplice approccio di calcolo, sulla base della relazione momento - curvatura delle singole sezioni trasversali. La definizione della curvatura, concettualmente semplice, deve però contenere informazioni sulla configurazione complessa che si istaura in una trave in cemento armato in regime fessurato e non, al fine di fornire stime affidabili della deformabilità [1, 2, 3, 4, 5].

La configurazione è complessa a causa anche della presenza oltre che della fessurazione anche dello scorrimento fra acciaio e calcestruzzo, esistono infatti condizioni per le quali le sezioni non mostrano fessurazione ma sono presenti scorrimenti fra le barre e il calcestruzzo.

Per una sezione in regime flessionale, sulla base della conservazione delle sezioni piane, possiamo esprimere la curvatura ϑ come:

$$\vartheta = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

Il termine che deve essere esaminato, e per il quale vengono forniti modelli di calcolo, è la deformazione ε_s della barra tesa in acciaio, che è influenzata dal calcestruzzo che la circonda, dalla mutua distanza fra le barre, dal quadro fessurativo, oltre che dalle fessure trasversali intorno alla barra, *splitting*, e il conseguente scorrimento [6].

L'analisi condotta nel presente lavoro coglie le differenze fra i modelli qui presi in considerazione, relativamente alla curva costitutiva della barra inglobata nel calcestruzzo sottoposta a trazione, e il peso che essi hanno nella valutazione delle frecce di travi in cemento armato.

2. IL TENSION STIFFENING: MODELLI DI CALCOLO NELLA LETTERATURA TECNICA

In un elemento di cemento armato sollecitato a trazione, la forza di trazione è sopportata dall'armatura e dal calcestruzzo intorno a causa delle tensioni di aderenza che consentono di trasferire il carico dalla barra al calcestruzzo che la circonda. Solo nella fessura trasversale il carico è interamente sopportato dall'armatura. Conseguentemente le deformazioni di una barra immersa nel calcestruzzo sono più piccole di quelle nella corrispondente barra nuda per tutti i livelli tensionali. La riduzione della deformazione dell'acciaio, dovuta al calcestruzzo, può essere considerata come un aumento di rigidezza dell'armatura, rispetto a quella della barra nuda, da cui il nome di *tension stiffening* [7].

Individueremo per i diversi modelli il coefficiente del *tension stiffening* $\lambda = \varepsilon_{so}/\varepsilon_{sm}$, avendo indicato con ε_{so} la deformazione della barra nuda e con ε_{sm} la deformazione della barra inglobata nel calcestruzzo.

I modelli qui presi in considerazione considerano il contributo irrigidente del calcestruzzo teso in tre modi distinti:

MODO A

I modelli di Leonhardt - Falkner [8-9] (a cui si riferiscono il Model Code [10] e l'EC2 [11]) e di Lambotte - Taerwe [12] forniscono la curva costitutiva della barra inglobata nel calcestruzzo; nel calcolo, si considera una barra nuda equivalente, comprensiva del contributo irrigidente del calcestruzzo teso.

La differenza fra i modelli è relativa ad una modifica apportata da Lambotte – Taerwe nell'equazione costitutiva, al fine di migliorare la previsione della deformabilità, sulla base di una indagine sperimentale da loro condotta su travi inflesse in cemento armato realizzate con calcestruzzo ad alta resistenza.

MODO B

Un approccio alternativo a quello della barra nuda equivalente è proposto da Vecchio Collins [13-14] e Abrishami Mitchell [15]. Essi introducono una relazione deformazione - tensione media di trazione del calcestruzzo, ossia si considera reagente alle sollecitazioni di trazione la barra nuda e il calcestruzzo teso che la ingloba, seppure quest'ultimo offre un contributo resistivo che si riduce all'aumentare dello stato di deformazione del calcestruzzo. Tale modello è valido per uno stato di deformazione dell'armatura inferiore allo snervamento.

La differenza fra i modelli è relativa all'introduzione nelle formule di un certo coefficiente moltiplicatore, che tiene conto dell'influenza del ricoprimento della barra e del suo diametro sul *tension stiffening*, come messo in evidenza da una indagine sperimentale condotta da Abrishami Mitchell.

MODO C

Russo - Romano [16] presentano una teoria nuova per l'analisi di elementi in cemento armato soggetti a trazione monoassiale. La teoria, a differenza delle altre qui prese in esame, tiene conto della relazione non lineare della tensione di aderenza – scorrimento. Pertanto il modello del *tension stiffening* da loro proposto tiene conto dello scorrimento fra acciaio calcestruzzo oltre che dell'aderenza.

La deformazione ε_s della barra immersa nel calcestruzzo è chiaramente influenzata oltre che dalla resistenza del calcestruzzo anche dallo scorrimento, che inevitabilmente si genera. Nella relazione proposta compare un valore di scorrimento, all'estremità della barra o in corrispondenza della fessura, che risulta notevolmente differente, a parità di condizione, a quelli presenti in letteratura [17] e nel Model Code; la differenza è anche del 100%.

Nella tabella 1 vengono riepilogati i parametri di ingresso relativi alle varie trattazioni, lo sfondo scuro presente in alcune caselle indica che si tratta di coefficienti empirici

Nella fig. 1 sono riportati i diagrammi teorici sforzi deformazioni di una barra di acciaio sottoposta a trazione, di diametro 12 mm, immersa in un cilindro di calcestruzzo di 32 mm di diametro; il calcestruzzo ha resistenza a compressione $f_c = 80$ N/mm^2.

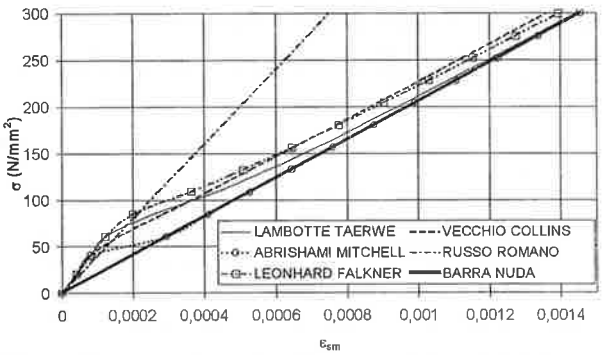


Fig. 1 Diagrammi teorici sforzi - deformazioni di una barra immersa nel calcestruzzo e sottoposta a trazione

Dall'osservazione di queste curve si nota che il modello che maggiormente si discosta dagli altri è quello di Russo Romano, mentre gli altri, seppure con delle differenze non sempre trascurabili, sono formalmente simili.

La divergenza fra i modelli è particolarmente influenzata dal livello tensionale. Sono stati considerati quattro livelli tensionali, individuati tramite il rapporto dimensionale σ_s/σ_{sr}, e per ciascuno di essi si è rilevata l'influenza del ricoprimento del calcestruzzo, del diametro della barra e della resistenza del calcestruzzo, al variare dei modelli considerati.

TABELLA 1

PARAMETRI	LEONHARDT-FALKNER	LAMBOTTE-TAERWE	VECCHIO-COLLINS	ABRISHAMI-ITCHELL	RUSSO-ROMANO
Resistenza del calcestruzzo teso	x	x	x	x	x
Modulo elastico del calcestruzzo	x	x	x	x	x
Modulo elastico dell'acciaio	x	x	x	x	x
Area del calcestruzzo che circonda la barra	x	x	x	x	x
Area della barra	x	x	x	x	x
Ricoprimento di calcestruzzo				x	
Diametro della barra				x	
Lunghezza della barra					x
Condizione di aderenza delle barre (lisce o nervate)	x	x	x	x	
Condizione di carico (breve o di lunga durata)	x	x	x	x	
Scorrimento fra barra e calcestruzzo					x
Andamento delle tensioni di trazione nel calcestruzzo intorno alla barra					x

Nelle figg. 2 a-b-c-d sono riportati i diagrammi che mettono in luce la divergenza dei modelli al variare del ricoprimento del calcestruzzo che circonda la barra. In ordinata è riportato il *tension stiffening*, rapporto fra la deformazione della barra nuda e della barra circondata dal calcestruzzo, $\lambda = \varepsilon_{so} / \varepsilon_{sm}$, ed in ascissa il ricoprimento.

Si rileva dalla fig. 2-a che, per bassi valori di stato tensionale - inferiori alla fessurazione - a parità di resistenza e di diametro della barra, i modelli di Lambotte-Taerwe, Vecchio-Collins, Abrishami-Mitchell e Leonhardt-Falkner coincidono e si stima un incremento del *tension stiffening* all'aumentare del ricoprimento. In contro tendenza il modello di Russo-Romano che ne mostra una riduzione all'aumentare del ricoprimento.

Dalla fig. 2-d, relativa ad uno stato tensionale prossimo allo snervamento, i modelli di Lambotte-Taerwe, Vecchio-Collins, Abrishami-Mitchell e Leonhardt-Falkner anche in questo caso coincidono, ma è da rilevare come le curve siano piatte, ossia il ricoprimento è un parametro ininfluente per questo livello tensionale.

Confrontando le quattro figure si osserva che il modello di Russo-Romano non appare influenzato dal livello tensionale; il contributo irrigidente del calcestruzzo, qualunque sia il livello tensionale, diminuisce all'aumentare del ricoprimento.

Nelle figg. 3 a-b sono riportati i diagrammi per rilevare la divergenza dei modelli al variare della resistenza del calcestruzzo. In ordinata, al solito, è riportato il *tension stiffening* λ ed in ascissa la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Osservando i diagrammi di fig. 3, per due diversi stati tensionali, si osserva che, a fessurazione avvenuta (σ_s/σ_{sr} = 2,5, fig. 3-b), la resistenza del calcestruzzo è pressoché ininfluente, infatti λ subisce lievissime variazioni con resistenze a compressione che si quadruplicano. Mentre per livelli tensionali prossimi alla fessurazione (fig. 3-a) i modelli di Lambotte-Taerwe e di Leonhardt-Falkner stimano un incremento di *tension stiffening* all'aumentare della resistenza: ad un incremento di resistenza del 300%, corrisponde un incremento del *tension stiffening* del 40%.

Infine nelle figg. 4 a-b sono riportati i diagrammi relativi all'influenza sul *tension stiffening* del diametro della barra.

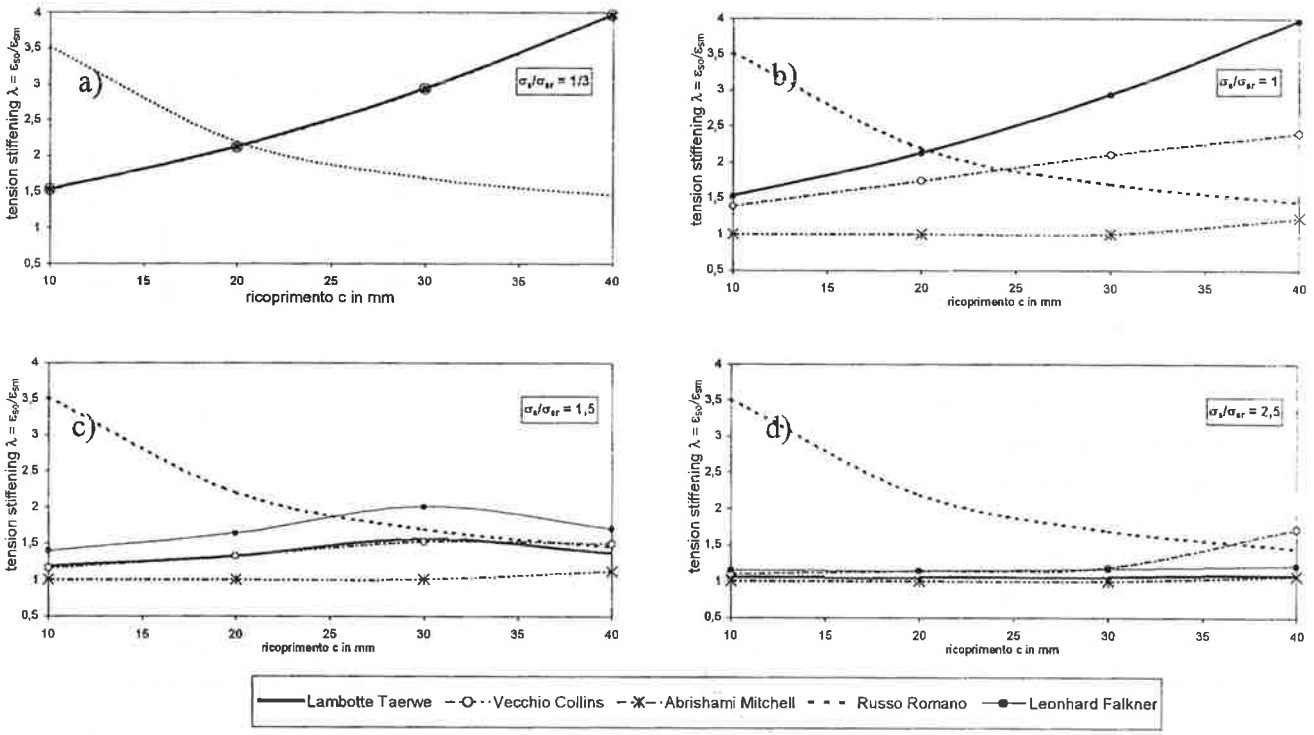


Fig. 2 Influenza del ricoprimento del calcestruzzo al variare dello stato tensionale e dei modelli sul *tension stiffening*.

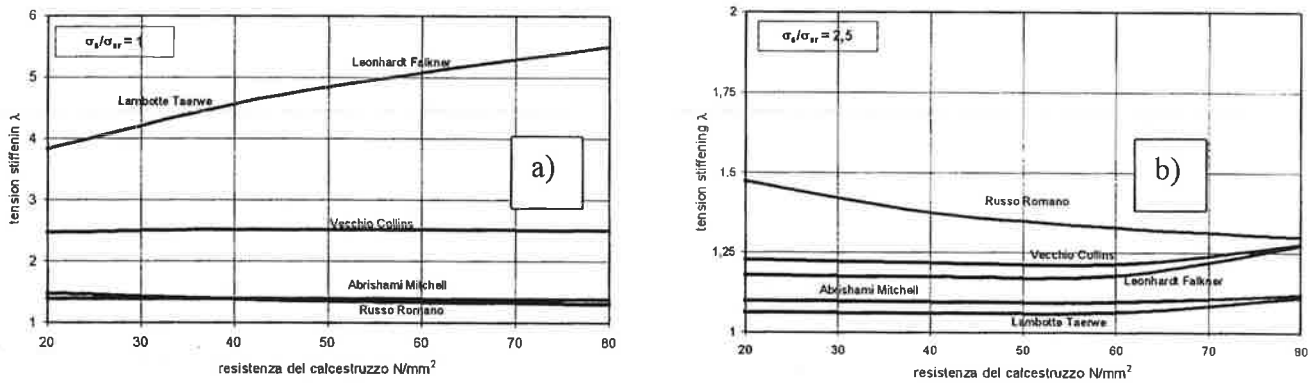


Fig. 3 Influenza della resistenza del calcestruzzo in compressione al variare dello stato tensionale e dei modelli sul *tension stiffening*

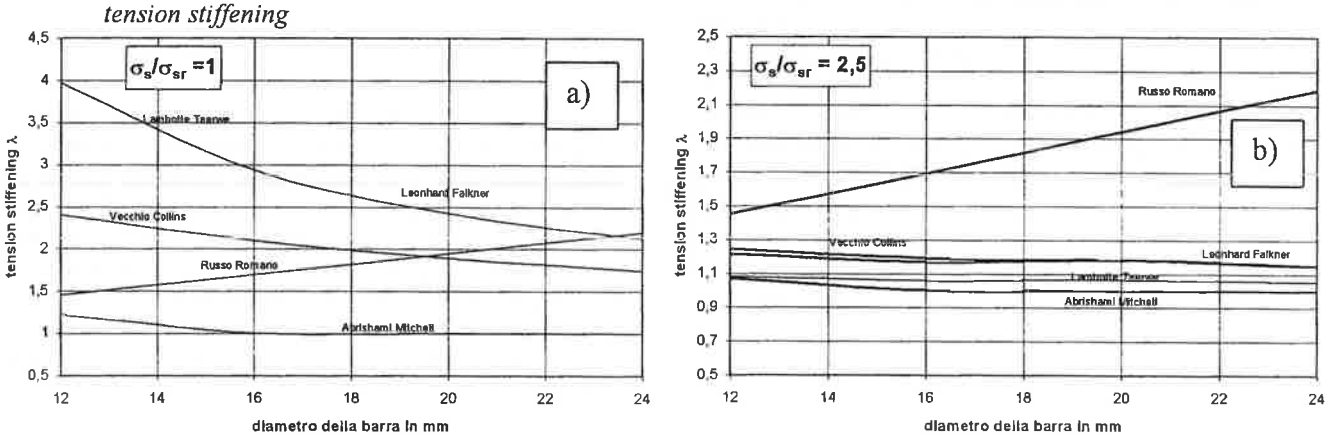


Fig. 4 Influenza del diametro della barra al variare dello stato tensionale e dei modelli sul *tension stiffening*

Osservando la fig. 4-b, relativa ad un elevato livello tensionale, i modelli stimano valori di λ pressoché costanti al variare del diametro, a parità di resistenza e di ricoprimento, fa eccezione anche questa volta il modello di Russo Romano che stima elevati incrementi di *tension stiffening* all'aumentare del diametro: incrementi di λ del 50% passando da una barra di diametro 12 mm ad una di 24 mm. Per livelli tensionali prossimi alla fessurazione (vedi fig. 4-a) si nota con evidenza che il diametro della barra è un parametro che discrimina i modelli. Infatti, a parità di resistenza e di ricoprimento, il *tension stiffening* stimato per un assegnato diametro varia anche del 200 % secondo Lambotte-Taerwe e Leonhardt-Falkner, mentre, ad esempio, secondo Abrishami-Mitchell rimane pressocchè costante.

3. CONFRONTO FRA TEORIA E SPERIMENTAZIONE

In letteratura sono state reperite alcune prove sperimentali su prismi aventi una barra coassiale sottoposta a trazione. Riportiamo un confronto fra il comportamento sperimentale e i relativo comportamento teorico.

Le indicazioni riportate nella memoria contenente le prove sperimentali [15] non sono sufficienti per l'utilizzo di tutti i modelli qui considerati; ad esempio non erano date indicazioni sullo scorrimento u_o, necessario per l'impiego del modello di Russo-Romano. Nei casi in cui non sono date precise indicazioni, è stato considerato il valore medio del parametro assegnato genericamente dal modello. E' chiaro che i valori assegnati a tali parametri giocano un ruolo significativo.

I diagrammi della fig. 5-a sono relativi ad una barra di diametro 10 mm inserita in posizione coassiale in un prisma di calcestruzzo (f_c = 34,9 N/mm^2) a base quadrata di lato 90 mm e alto 1500 mm, mentre quelli della fig. 5-b sono relativi ad una barra di diametro 30 mm inserita in posizione coassiale in un prisma di calcestruzzo (f_c = 34,9 N/mm^2) a base rettangolare (110 · 515) mm^2 e alto 1500 mm.

Dall'osservazione della figura si rileva quanto i modelli siano discosti dalla sperimentazione, seppure mediamente il modello di Russo Romano coglie la tendenza, ma non la forma della curva. Gli altri modelli, che offrono stime fra di loro simili, colgono la forma della curva sforzi deformazione di una barra tesa inglobata nel calcestruzzo in stadio fessurato ma non i valori.

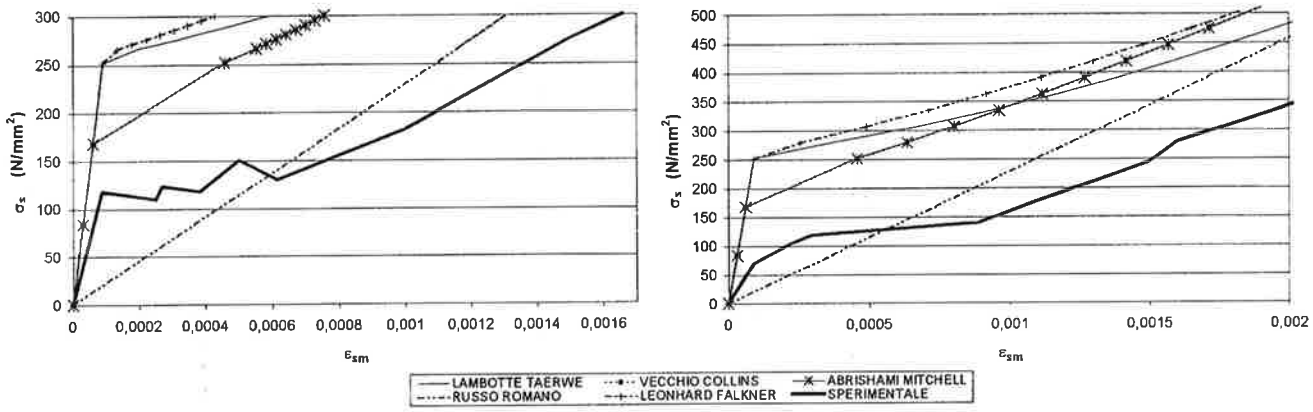


Fig. 5 Curve teoriche e sperimentali di barre sottoposte a trazione immerse nel calcestruzzo

4. STIMA DELLE FRECCE DI TRAVI INFLESSE

Il tension stiffening, che definisce lo stato deformativo dell'armatura tesa immersa nel calcestruzzo in regime fessurato, viene utilmente impiegato per stimare, in modo affidabile ed allo stesso tempo semplice, la deformabilità di travi inflesse in cemento armato [18].

In sede di progetto, oltre che di verifica, occorre valutare le frecce, in quanto lo stato deformativo è come noto legato alla durabilità e alla funzionalità dell'opera stessa.

Considerando una trave semplicemente appoggiata e caricata uniformemente, abbiamo stimato, variando il livello tensionale, a parità di luce, di sezione trasversale, di armatura tesa longitudinale e di resistenza del calcestruzzo, la freccia della sezione di mezzeria (*sezione determinante*) [19-20], sia nel caso di alcun contributo irrigidente da parte del calcestruzzo teso, sia assumendo i differenti contributi del *tension stiffening* definiti dai diversi modelli, con lo scopo di valutare la riduzione di freccia.

Dalla fig. 6 risulta evidente che la riduzione della freccia ottenuta con il modello di Russo-Romano non è influenzata dal livello tensionale, si stimano riduzioni di

freccia del 30% sia prima della fessurazione (M/M_{cr} = 0,82), che a fessurazione avvenuta, con uno stato tensionale significativo (M/M_{cr} = 3,28); con gli altri modelli si nota che all'aumentare del livello tensionale il contributo irrigidente tenda a diminuire; in prossimità della fessurazione si registra un contributo irrigidente anche del 70%, che tende a ridursi intorno al 10% in prossimità dello snervamento dell'armatura tesa.

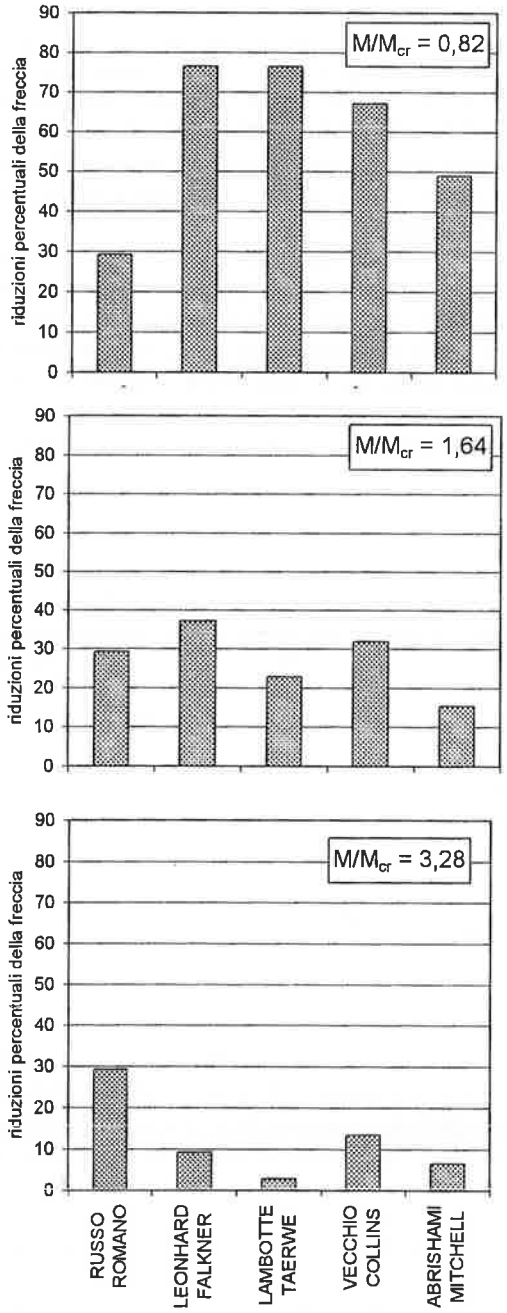


Fig. 6 Riduzioni percentuali delle frecce, per diversi livelli tensionali, stimate dai diversi modelli del *tension stiffening*.

Fatta eccezione per il modello di Romano – Russo, per tutti i livelli tensionali le riduzioni di freccia stimate sono molto simili, con differenze di poche unità percentuali.

5. CONFRONTO FRA TEORIA E SPERIMENTAZIONE

Si è voluto confrontare la freccia sperimentale di una trave, reperita nella letteratura tecnica [12], con i valori stimati con i diversi modelli del *tension stiffening*. Il calcolo della freccia è stato effettuato in via semplificata facendo riferimento alla sezione determinante.

Nella fig. 7 si riportano i diagrammi carico freccia sperimentale e teorici, per una trave semplicemente appoggiata di sezione rettangolare armata con 2 ∅ 16 correnti inferiori e caricata con due carichi concentrati all'estremità della semiluce centrale. La fig. 7-a è relativa alla trave confezionata con un calcestruzzo di normale resistenza (f_c = 36,3 N/mm^2), la fig. 7-b ad una con calcestruzzo di elevata resistenza (f_c = 80,9 N/mm^2).

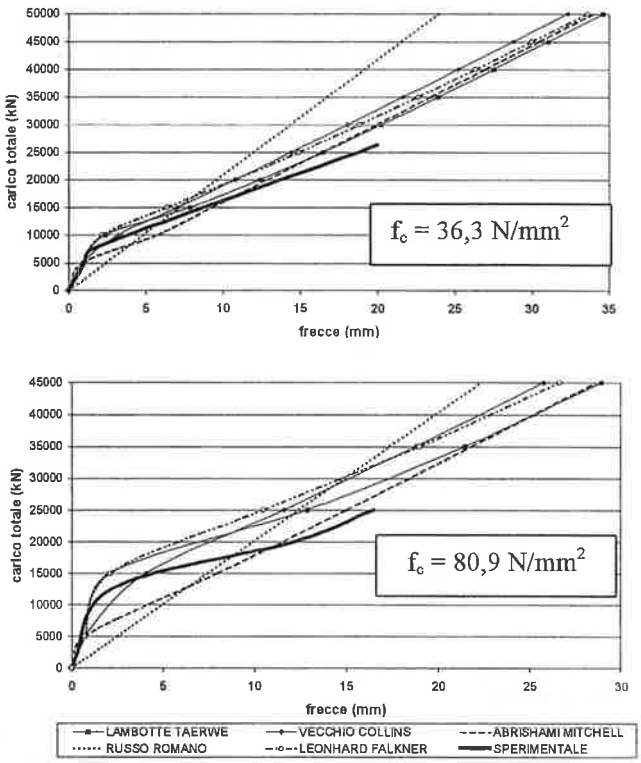


Fig. 7 Diagrammi carico-freccia teorici e sperimentali

Nel caso della trave realizzata con calcestruzzo di normale resistenza (fig. 7-a) si osserva che c'è buon accordo fra il comportamento sperimentale e la stima teorica per quasi tutti i modelli. Eccetto che per il modello di Russo-Romano che, in assenza di fessurazione, sottostima il contributo irrigidente del calcestruzzo teso al contrario, a fessurazione avvenuta,

tende a stimare frecce notevolmente inferiori di quelle reali.

Nel caso della trave realizzata con calcestruzzo di elevata resistenza (fig. 7-b), seppure i modelli approssimano l'andamento della curva carichi – frecce sperimentale, i valori delle frecce sono notevolmente discosti. Se si considera il modello di Leonhard – Falkner, attualmente assunto dall'EC2 e dal Model Code, a fessurazione avvenuta, la freccia teorica è inferiore a quella sperimentale anche del 70 %.

6. CONCLUSIONI

I modelli presenti nella letteratura tecnica fanno capo a tre distinti modi di considerare il contributo irrigidente del calcestruzzo sulla deformabilità delle barre tese di armatura. Il modo A, ripreso dall'E.C.2 e dal Model Code, definisce una curva costitutiva della barra nuda equivalente; il modo B considera il contributo resistivo della barra nuda e del calcestruzzo che la circonda, seppure quest'ultimo offra un contributo che si riduce all'aumentare dello stato di deformazione; il modo C tiene conto della relazione non lineare tensione di aderenza-scorrimento.

L'analisi parametrica condotta, relativa all'influenza del diametro delle barre, del ricoprimento e della resistenza del calcestruzzo sul tension stiffening ha evidenziato che il modello C di Romano-Russo è in contro tendenza rispetto agli altri: il tension stiffening è direttamente proporzionale al diametro delle barre (passando da Φ 12 a Φ 24 si registra un incremento del tension stiffening del 60%) e inversamente proporzionale al ricoprimento (passando da 10 mm a 40 mm il tension stiffening si dimezza, passa da 3,5 a 1,5), viceversa i modelli A e B tendono a stimare un contributo costante. Per tutti i modelli la resistenza a compressione è pressoché ininfluente sul tension stiffening.

Confrontando i dati reperibili in letteratura, limitati per eseguire una corretta indagine parametriche sperimentale, si è rilevato che il comportamento tenso - deformativo di una barra immersa nel calcestruzzo è interpretato in modo qualitativamente corretto dai modelli A e B, ma non in termini qualitativi: sperimentalmente la barra è più deformabile di quanto stimato. Il modello di Romano-Russo da valori più prossimi alla realtà fisica.

Le differenze, talvolta significative, fra i modelli del tension stiffening, non si ripercuotono nella stima delle frecce di travi inflesse. L'analisi condotta relativamente alla freccia di travi inflesse, ottenute impiegando i diversi modelli, non manifestano altrettante differenze sulla deformabilità flessionale di travi inflesse, fatta eccezione per il modello di Russo Romano.

Limitatamente ai dati sperimentali reperiti in letteratura è emerso che la deformabilità flessionale di una trave in cemento armato realizzata con calcestruzzo di normale resistenza è stimata con adeguata approssimazione da tutti i modelli, eccetto che dal modello di Romano Russo che tende a sottostimare il contributo irrigidente del calcestruzzo teso, in assenza di fessurazione, al contrario, a fessurazione avvenuta, tende a stimare frecce notevolmente inferiori di quelle reali.

Nel caso di trave realizzata con calcestruzzo ad elevata resistenza, la deformabilità flessionale reale, in regime fessurato, è sempre maggiore di quella stimata con i diversi modelli.

Tutto ciò porta a concludere che è necessario prestare particolare cura nel ridefinire in maniera affidabile, e con adeguata sperimentazione, il comportamento tenso deformativo in presenza di calcestruzzi ad elevate prestazioni, il cui impiego è oramai diffuso. Appare non corretto l'impiego di modelli, di comprovata affidabilità per i calcestruzzi ordinari, estesi a quelli ad elevate prestazioni.

7. BIBLIOGRAFIA

[1] CEB-FIP Bulletin d'Information No 158 – 1983, *Manual on Cracking and Deformation*

[2] CEB Manual – *1985, Design Manual on Cracking and Deformations.* Comité Euro-International du Béton, Ecole Polytechnique Fédérale de Losanne.

[3] Ghali A. – 1993,*Deflection of Reinforced Concrete Members: A Critical Review* ACI Structural Journal, 364 -372

[4] ACI Committee 224 – 1988, "Control of Cracking in Concrete Structures," Part 3, *ACI Manual of Concrete Practice,* American Concrete Institute. Detroit, 42 pp.

[5] Ghali A., Favre R. – 1986, *Concrete Structures: Stresses and deformations* Chapman and Hall, London and New York, 352 pp

[6] CEB- FIP Bulletin No 10, 2000, State of Art Report *Bond of Reinforcement in concrete*

[7] Clark L.A., Spiers D.M. – 1978, *Tension stiffening in reinforced concrete beams and slabs under short-term load* Technical Report No. 42.521, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 19 pp.

[8] Leonhardt, E- 1977, *Crack Control in Concrete Structures IABSE* Surveys No. S-4/77, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 26 pp.

[9] Falkner, H. – 1969, *Zur Frage der Rißbildung durch Eigen-und Zwangspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen (Cracking of Reinforced Concrete Members due to Residual and*

Restraining Stresses Caused by Temperature), Deutscher Ausschuβ für Stahlbeton, 208, 99 pp.

[10] CEB-FIP – 1978, *Model Code for Concrete Structures* Comité Euro-International du Béton and Fédération Internationale de la Précontrainte, Third Edition, CEB, Paris, 348 pp.

[11] Eurocodice 2 – 1991, *Design of Concrete Structures – Part 1 General Rules and Rules for Building,*

[12] Lambotte H., Taerwe L.R. *Deflection and Cracking of High-Strength Concrete Beams and Slabs* ACI SP 121-7, 109-128

[13] Vecchio, F. J., Collins, M. E - 1986, *Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear* ACI Structural Journal, V. 83, No. 2, pp. 219-231.

[14] Collins, M. P., Mitchell, D.- 1991, *Prestressed Concrete Structures,* Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.

[15] Abrishami H.H., Mitchell D .- 1996, *Influence of splitting cracks on tension stiffening* ACI Journal, 93(6), 703-710

[16] Russo G., Romano F. – 1992, *Cracking response of RC members subjected to uniaxial tension*, ASCE, J. Struct, Eng. 118(5),1172-1190

[17] Dörr K. – 1978,"*Bond-behaviour of ribbed renforcement under trasversal pressure*" IASS Symp on Nonlinear Behaviour of Reinforced Spatial Struct., Vol. 1 Werner Verlag, Dusseldorf, Germany

[18] Favre R., Charif H. - 1994, *Basic Model and Simplified Calculations of Deformations - According to the CEB-FIP Model Code 1990* ACI Structural Journal, 169-177

[19] Favre R, Charif, H, Jaccoud J.P. – 1992, *Large Reduction of Deflections Due to HPC High performance Concrete: from material to Structures* Yves Malier, ed. E & FN Spon, London, pp. 160-185

[20] Fantilli A. P., Ferretti D., Iori I, Vallini P. – 1998, *Flexural Deformability of Reinforced Concrete Beams* Journal of Structural Engineering, Vol. 124 No.9, 1041-1049

SELF-COMPACTING CONCRETE (SCC): REALIZZAZIONE DEL BASAMENTO PER IL MULINO DELLA CEMENTERIA UNIMED DI BARLETTA

Massimo Paris[1], Salvatore Tavano[2], Elisa Albiero[2]

[1] Buzzi Unicem.
[2] Addiment Italia.

SOMMARIO

Questo articolo evidenzia come le proprietà del Self-Compacting Concrete e un mix-design accuratamente studiato per ridurre il calore di idratazione, possano essere combinati e compatibili per realizzare una struttura fortemente armata e di notevoli dimensioni. Il mix-design è stato messo a punto utilizzando tests per la verifica delle proprietà reologiche, mentre per la stima dei Δ °T fra l'interno del getto e l'ambiente esterno si sono utilizzate simulazioni agli elementi finiti. In questo modo si sono messi in opera 500 m^3 di calcestruzzo, caratterizzato da un ridotto sviluppo di calore, senza apporto di energia esterna di compattazione. Tra i principali vantaggi ricordiamo: semplificazione delle procedure di cantiere, riduzione dei tempi e della manodopera, maggiore qualità e durabilità della struttura.

SUMMARY

A strongly reinforced structure with considerable dimensions can be obtained with the combination of Self-Compacting Concrete properties, together with a mix-design, carefully studied to reduce the heat of hydration. The mix-design was optimized by rheological properties measurements and by finite elements method to evaluate Δ °T between the inside and outside of cast. This enabled to cast 500 m^3 of concrete, characterized by a lower heat of hydration, without compacting energy. The main advantages reached in this work are an easier procedure of casting, reduced times and work-force, improved quality and structure durability.

1. IL SELF-COMPACTING CONCRETE

La capacità di compattazione per peso proprio senza l'ausilio di forze esterne, è la peculiarità principale del Self-Compacting Concrete (SCC).

La combinazione fra coesione, viscosità e fluidità, che garantisce al calcestruzzo fresco deformabilità, resistenza alla segregazione e all'essudazione d'acqua, è la condizione indispensabile per confezionare un calcestruzzo capace di diffondersi fra le armature più fitte e di riempire omogeneamente le casseforme, senza apporto di energia di compattazione.

Le prestazioni ottenibili in termini di facciavista, compattezza ed omogeneità della matrice (riduzione delle zone difettose), superfici chiuse e resistenze meccaniche, sono superiori a quelle fornite dai calcestruzzi tradizionali accuratamente confezionati e vibrati.

Il Self-Compacting Concrete è stato impiegato, a partire dal 1988 in Giappone e in Canada. Solo nel 1990, però, in Giappone sono stati realizzati i primi grandi progetti. L'introduzione in Europa (Svezia) risale al 1996, mentre in Italia la sua diffusione è più recente. [1]

1.1 La composizione

Dal punto di vista reologico il calcestruzzo autocompattante si può considerare costituito da due fasi:

- la pasta, (acqua, cemento e polveri con diametro massimo 0,125 mm) che deve garantire la sospensione degli aggregati durante il getto, in modo che non si depositino sul fondo originando segregazione;
- gli aggregati che costituiscono la fase trasportata. [2]

Nello studio del mix-design, proprio per la presenza di queste due fasi, è necessario adottare alcuni fondamentali accorgimenti:

- un alto contenuto di polveri (indicativamente 550-600 kg per m^3) quali cemento e aggiunte minerali

con lento o pressoché nullo sviluppo di calore (cenere volante, silica fumes, filler calcareo) [EN 206-1] per aumentare la viscosità senza aumentare troppo il quantitativo di cemento e quindi lo sviluppo del calore di idratazione, avendo al contempo un migliore comportamento reologico;

- un minore volume di aggregato grosso (280-350 litri per m^3), per ridurre il quantitativo di materiale trasportato e per ridurre la possibilità di blocking;
- un minore diametro massimo dell'aggregato grosso (20 mm);
- un quantitativo adeguato di acqua per garantire un corretto rapporto acqua/polveri (in volume i valori ottimali sono compresi fra 0,9-1). [3]

Inoltre è altrettanto indispensabile utilizzare additivi superfluidificanti a base di eteri policarbossilati per garantire la corretta fluidità all'impasto, eventualmente abbinati agli additivi modificatori di viscosità per ottimizzare il grado di viscosità necessario per la resistenza alla segregazione. [4]

La reologia del calcestruzzo SCC è molto più sensibile, rispetto al calcestruzzo tradizionale, ai cambiamenti delle caratteristiche chimico-fisiche dei materiali utilizzati. Variazioni anche minime possono comportare il mancato ottenimento dell'autocompattabilità. Per questo motivo, dati certi materiali, non basta mettere a punto il mix design iniziale ma è necessario verificare continuamente che esso mantenga le sue prestazioni. La produzione del calcestruzzo SCC, quindi, richiede centrali di betonaggio dotate di adeguati sistemi per il controllo del dosaggio di tutti i costituenti e per la misura dell'umidità degli aggregati.

1.2 I metodi di controllo

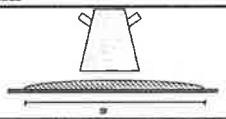
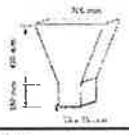
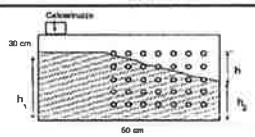
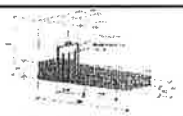
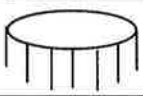
Il controllo del calcestruzzo autocompattante indurito non si differenzia sostanzialmente da quello per un calcestruzzo tradizionale (resistenza a compressione e trazione, misure di ritiro ecc.). Allo stato fresco invece, per valutare le proprietà reologiche, sono raccomandate una serie di prove specifiche, quali Slump-Flow Test, V-Funnel Test, Kajima Test, L-Box Test, U-Box Test, J- ring, prove di resistenza alla sedimentazione e alla segregazione. [5]

Per qualificare un calcestruzzo SCC non è necessario sottoporlo a tutti i metodi di prova disponibili; sia in laboratorio, sia in cantiere, queste possono essere scelte secondo le esigenze progettuali e l'esperienza di impiego.

Ogni metodo di controllo valuta una o più proprietà del calcestruzzo definendo dei criteri di accettazione. (tab. 1) In particolare:

- lo *Slump-Flow Test* (svuotamento al cono di Abrams) valuta lo spandimento finale (S_f) raggiunto dal calcestruzzo e il tempo impiegato per raggiungere i 50 cm di diametro (T_{50}); [6]
- il *V-Funnel Test* valuta la viscosità plastica del calcestruzzo misurando il tempo di efflusso dall'imbuto (T);
- il *Kajima Test* valuta la capacità di riempimento e

METODI DI CONTROLLO

Metodo di prova	Proprietà reologiche	Schema	Intervalli di accettazione
Slump-Flow	- Fluidità - Limite di scorrimento		650 mm > S_f < 800 mm 2 sec > T_{50} < 5 sec
V-Funnel	- Viscosità plastica		5 sec > T < 12 sec
Kajima	- Deformabilità - Resistenza alla segregazione - Viscosità plastica		$(h_1+h_2) / 2h_1*100 > 90\%$
L-Box	- Limite di scorrimento - Viscosità plastica		$0,8 > h_1/h_2 < 0,1$
J-ring	- Viscosità plastica - Segregazione		0-10 mm

Tab. 1 Metodi di controllo e relativi intervalli di accettazione

la deformabilità (capacità di modificare la propria forma sotto l'azione del peso) del calcestruzzo in presenza di barre d'armatura molto fitte, rapportando le altezze raggiunte dal calcestruzzo nel contenitore; [6]

- il *J-ring* valuta la passing ability (in presenza di barre d'armatura molto fitte), rapportando le altezze raggiunte dal calcestruzzo a monte e a valle dell'anello. [7]

2. IL BASAMENTO DEL NUOVO MULINO HOROMILL PRESSO LA CEMENTERIA UNIMED DI BARLETTA

2.1 Il progetto

Presso la cementeria UNIMED di Barletta, è stata realizzata un'interessante struttura con il Self-Compacting Concrete. (fig. 1)

L'installazione del nuovo mulino Horomill per la essico-macinazione della farina cruda, ha comportato la realizzazione di un apposito blocco-fondazione per sopportare oltre i carichi statici anche quelli dinamici (vibrazioni) prodotti dal mulino in marcia.

Il blocco di fondazione, progettato dalla società BCV Progetti di Milano, è all'incirca un parallelepipedo alto 4 m con una base 14 x 10 m ed un volume di circa 500 m^3. Il blocco poggia su una serie di molle smorzatori disposti perimetralmente. L'armatura del blocco ha, in molti punti, densità molto elevate con ferri di vari diametri fino ad un massimo di Φ26 .

Fig. 1 Vista del blocco-fondazione e della sovrastante struttura per l'alloggiamento del mulino.

La resistenza prevista per il calcestruzzo del blocco fondazione è di 35 MPa. Il getto, secondo le prescrizioni, doveva essere estremamente omogeneo, compatto, privo di segregazione e cavità e realizzato senza interruzioni per evitare la formazione di giunti freddi. L'alta densità dei ferri d'armatura e le notevoli dimensioni del blocco avrebbero però reso le condizioni di getto, e soprattutto di vibrazione, molto difficili. La scelta del calcestruzzo SCC ha consentito di ovviare a queste difficoltà e di realizzare l'intera struttura senza soluzione di continuità e senza apporto di energia di compattazione. (fig. 2)

Fig. 2 Particolare della superficie del blocco-fondazione e della sua armatura, immediatamente prima del getto.

2.2 Il problema del calore di idratazione

Per il getto del basamento si è studiato un primo mix-design nel rispetto delle indicazioni per le miscele di calcestruzzo autocompattante; ovvero con un alto contenuto in polveri (cemento, cenere e passante della sabbia a 0,125 mm).

In seguito ad un'accurata analisi delle caratteristiche dei componenti quali cenere volante e aggregati del luogo, nei laboratori di ricerca Addiment si è messo a punto il mix-design di riferimento con 330 kg di cemento e 175 kg di cenere volante al metro cubo. (tab. 2) Il passante a 0,125 mm della sabbia pari a circa 14%, garantiva il raggiungimento della quantità ottimale di polveri.

Per l'ottimizzazione della miscela in laboratorio e per la sua verifica nella centrale di betonaggio preposta alla fornitura del calcestruzzo per il getto, si sono utilizzati alcuni metodi di prova ritenuti maggiormente restrittivi e utili per la classificazione, quali: Slump-Flow Test, V-Funnel Test e Kajima Test.

Per testare maggiormente l'idoneità di questo mix-design si è realizzata in cantiere una casseratura di prova alta 3 m, larga 6,5 m, con uno spessore di 20 cm, armata con barre in quantità e diametro molto simili a quelle del basamento.

	Kg/m³
Cemento II-A/L 32,5 R Buzzi Unicem	330
Fly-Ash	175
Sabbia (0/8)	906
Pietrischetto (8/16)	726
Acqua	175
Addiment Compactcrete 39/P (% sul cemento + cenere)	1,4%

Tab. 2 Mix-design di riferimento

Considerata la configurazione e le dimensioni notevoli del basamento, particolare attenzione è stata posta allo sviluppo del calore di idratazione ed ai possibili rischi di fessurazione termica. [8]

Simulazioni effettuate in collaborazione con il Prof. Alunno Rossetti dell'Università di Roma 'La Sapienza' hanno infatti evidenziato la possibilità di raggiungere ΔT differenziali tra l'interno e l'esterno del basamento, di entità tale da comportare un serio rischio di fessurazioni.

In base a queste indicazioni, scartata la possibilità di asportare il calore sviluppato per mezzo di un sistema di raffreddamento a causa della densità dell'armatura, si è deciso di riprogettare il mix design in modo tale di minimizzare lo sviluppo del calore di idratazione pur rispettando i valori di resistenza meccanica desiderati.

Prove di laboratorio condotte presso il Centro Ricerche Buzzi Unicem di Guidonia, hanno consentito di individuare un rapporto cenere/cemento tale da consentire un abbattimento significativo del calore di idratazione senza penalizzare troppo le resistenze. (fig. 3)

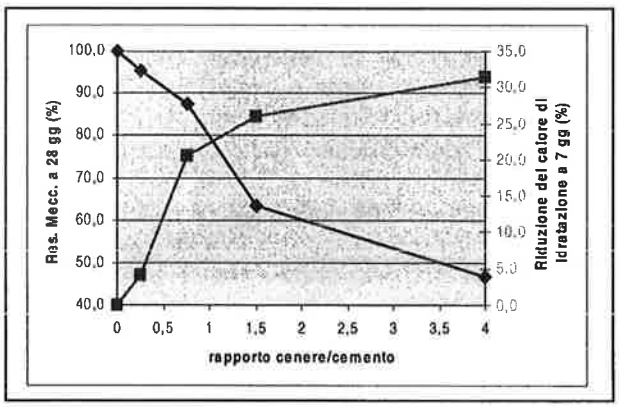


Fig. 3 Influenza del rapporto cenere/cemento sulle resistenze meccaniche e sulla riduzione del calore di idratazione.

Il rapporto cenere/cemento ottimale trovato è stato 0,75. A questo punto il contenuto di cemento è stato fissato in 265 Kg/m³ e le ceneri volanti portate a 200 Kg/m³.

La ricetta conclusiva (riportata nella tab. 3) ha consentito di soddisfare i parametri reologici sfruttando il fatto che il passante a 0,125 mm della sabbia era molto alto (circa 14%), pertanto il totale delle polveri raggiungeva circa 600 kg al metro cubo.

	Kg/m³
Cemento II-A/L 32,5 R Buzzi Unicem	265
Fly-Ash	200
Sabbia calcarea (0/8)	970
Pietrischetto calcareo (8/16)	700
Acqua	190
Addiment Compactcrete 39/P (% sul cemento + cenere)	1,8%

Tab. 3 Mix-design impiegato per il getto

Con queste proporzioni si è ottenuto un mix design con le proprietà di un calcestruzzo SCC e le simulazioni dimostravano una notevole riduzione del rischio di fessurazioni. Nonostante ciò, e per minimizzare ulteriormente tali rischi, è stata inserita, d'accordo con il progettista, una doppia serie di ferri corticali $\Phi 16$ passo 20 cm fino ad una profondità di 25 cm dalla superficie dei casseri.

Prima di eseguire il getto, si è deciso anche di misurare l'andamento della temperatura all'interno del blocco di fondazione. Sono state perciò disposte, in corrispondenza della superficie e di una parete laterale, a varie profondità (1, 10, 25, 50, 100 cm), 10 canne in PVC diametro esterno 15 mm, chiuse con tappi filettati di acciaio all'estremità immersa nel getto. Un ulteriore canna è stata inserita in prossimità del 'cuore' del getto a 200 cm dalla superficie. All'interno di ciascuna canna è stata calata una termoresistenza PT100; le termoresistenze sono state collegate ad un acquisitore multicanale HBM UPM 60 ed i dati raccolti registrati su un PC.
Con una termocoppia tipo J, si è registrato anche l'andamento della temperatura ambiente. Gli andamenti misurati sono riportati nelle fig. 4 e 5.

La temperatura massima di 62°C, è stata raggiunta al centro del blocco dopo circa 120 ore dall'inizio del getto. I ΔT massimi sono stati di 43°C rispetto alla superficie del getto e 28°C rispetto alla parete laterale.

Inoltre per evitare uno sbalzo termico eccessivo fra le superfici esterne e il centro della struttura, quindi per evitare lo sviluppo di fessurazioni per comportamento differenziale, i casseri sono stati tolti dopo circa 7 giorni.

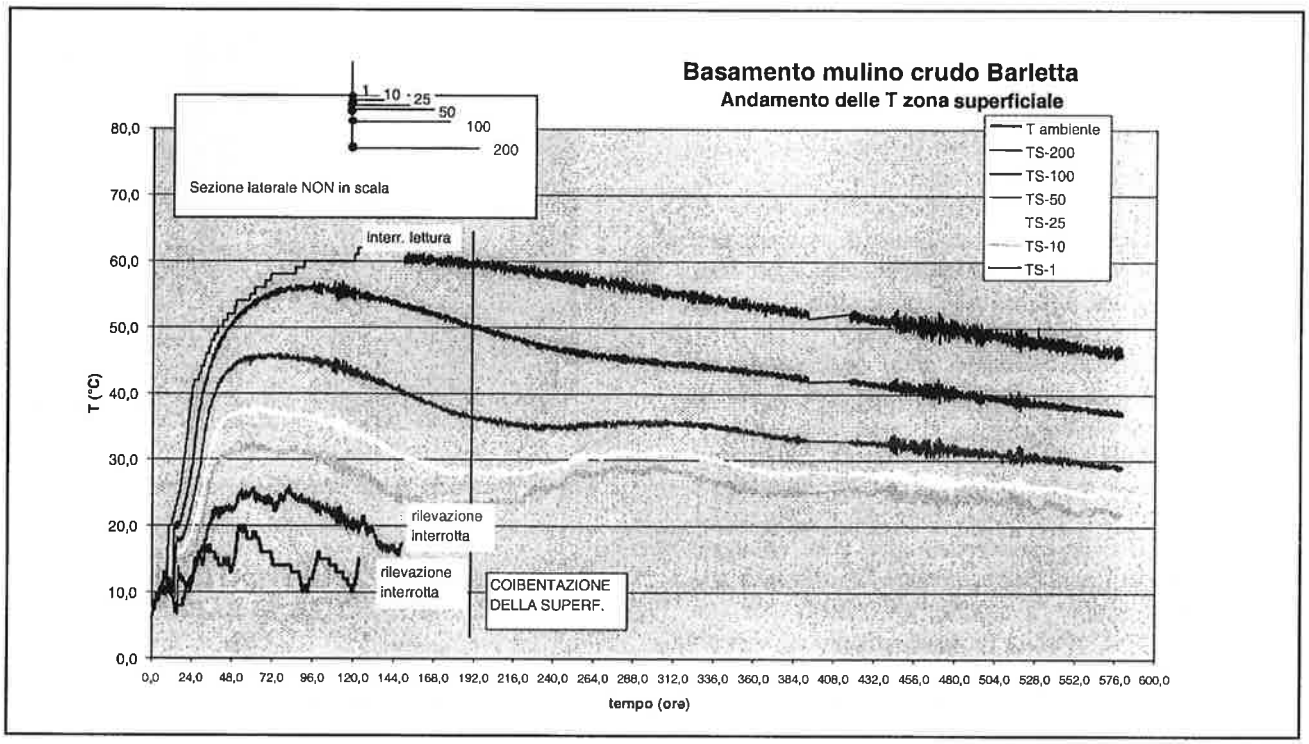


Fig. 4 Andamento delle temperature della zona superficiale.

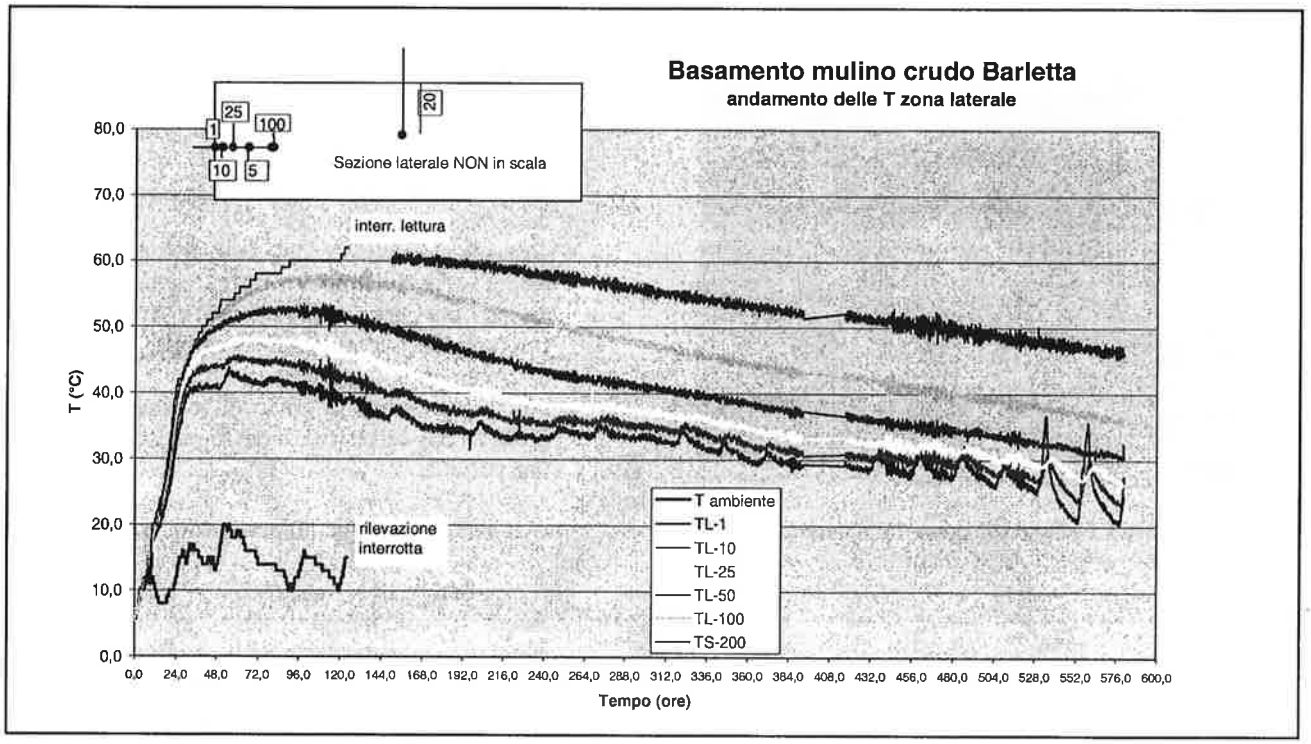


Fig. 5 Andamento delle temperature della zona laterale.

2.3 La messa in opera

Il getto è iniziato alle ore 7:30 del 21 febbraio 2000 ed è terminato alle ore 23:00 dello stesso giorno. Il calcestruzzo SCC è stato messo in opera tramite due pompe alimentate con autobetoniere che trasportavano ciascuna circa 7 m^3 di calcestruzzo. I due punti di scarico, in relazione alla capacità di scorrimento propria del calcestruzzo autocompattante, sono stati posizionati ad una distanza relativa di circa 7 m e ad un'altezza dal fondo cassero di circa 4 m.

Per l'esecuzione dell'intero getto sono serviti un operatore per ogni pompa e uno ad ogni punto di scarico del calcestruzzo.

Per il confinamento della struttura sono stati utilizzati casseri in legno da 2,8 cm di spessore, a tenuta e trattati con disarmante applicato a spruzzo. Le pareti verticali delle casseforme, sono state collegate tra loro con dei tiranti per aumentare la resistenza alla spinta (paragonabile a quella idrostatica) che un calcestruzzo SCC esercita in misura maggiore rispetto ad un calcestruzzo tradizionale.

A lavoro ultimato le superfici del getto sono state trattate con un prodotto specifico per la protezione del calcestruzzo dal rapido essiccamento, per evitare la formazione di fessurazioni o polverosità.

Nel complesso si è ottenuto un getto di buona qualità e uniforme come si può constatare dalle fig. 6 e 7.

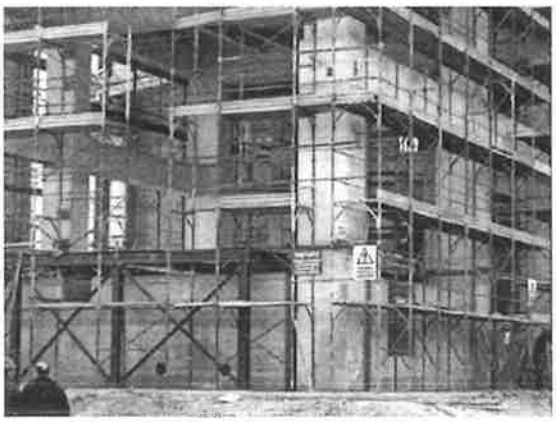


Fig. 6 Vista del basamento dopo la scasseratura a 7 giorni

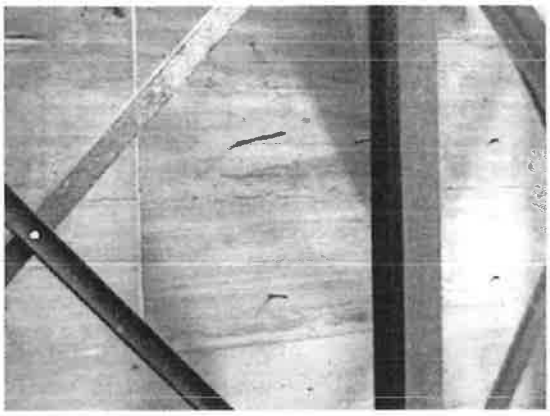


Fig 7 Particolare di un lato del basamento.

3. CONSIDERAZIONI FINALI DALL'ESPERIENZA DI BARLETTA

L'esperienza di Barletta ha confermato pienamente i vantaggi derivanti dall'utilizzo del Self-Compacting Concrete: a fronte di un maggior costo di produzione, i risparmi conseguiti sono significativi in termini di manodopera (50% in meno) e tempi di realizzazione (60 - 70% in meno), senza contare il netto miglioramento delle condizioni di lavoro dovute al mancato utilizzo dei vibratori.

Piena conferma hanno avuto anche le raccomandazioni e le accortezze che il Self-Compacting Concrete richiede, in generale, per la sua corretta confezione e posa in opera:

- impianti di produzione con adeguati sistemi di pesatura e rilevatori;
- autobetoniere molto efficienti; è raccomandabile l'uso di un premescolatore;
- costanza qualitativa del calcestruzzo che deve essere verificata regolarmente;
- curing più accurato rispetto a quello di un calcestruzzo tradizionale, soprattutto per l'elevato contenuto di polveri;
- utilizzo di casseri in grado di resistere alla spinta prodotta dal calcestruzzo ed in grado di assicurare una perfetta.

Il getto di Barletta, in particolare, ha evidenziato che:

- il mix-design di un calcestruzzo SCC può e deve essere appositamente studiato in funzione delle caratteristiche dei materiali a disposizione e, eventualmente, del tipo di manufatto; non è possibile mettere a punto un'unica ricetta valida incondizionatamente;
- le condizioni di messa in opera, specie nei getti massivi, rivestono un'importanza fondamentale ai

fini dell'ottenimento di una struttura omogenea e durabile. Occorre pertanto verificare e programmare accuratamente la continuità del getto coordinando l'attività produttiva della centrale di betonaggio con quella del cantiere.

Il basamento per il nuovo mulino della cementeria UNIMED di Barletta è un esempio rappresentativo delle eccezionali proprietà del Self-Compacting Concrete. I vantaggi ottenibili attraverso il suo impiego in termini di semplificazione e ottimizzazione delle procedure di cantiere, di risparmi di tempo e manodopera e in termini di omogeneità, qualità e durabilità della struttura, sono notevoli anche in caso di getti massivi in cui l'obiettivo della riduzione del calore di idratazione riveste un ruolo di fondamentale importanza.

BIBLIOGRAFIA

[1] S. TAVANO, I. PIGNI: *"SCC confezionato con filler calcareo. Vantaggi d'impiego"*, L'Edilizia, n. 1/2001.

[2] R. FERRARI, R. BAGGIO: *"Il calcestruzzo autocompattante"*, corso di formazione Buzzi Unicem, Aprile 2001.

[3] AA.VV, *"Self-Compacting Concrete"*, Proceedings of the First International RILEM Symposium", Settembre 1999.

[4] AA.VV., *"I materiali delle costruzioni si rinnovano. Il calcestruzzo per il futuro è...autocompattante"*, cd-rom distribuito da ASSIAD.

[5] *"Calcestruzzo autocompattante: specifiche, caratteristiche e controlli"*, progetto di norma UNICEMENTO

[6] S. TAVANO, E. ALBIERO: *"Parametri utili alla valutazione delle proprietà reologiche del calcestruzzo SCC"*, congresso CTE, Pisa 9-11 novembre 2000.

[7] *"Specification and guidelines for Self-Compacting Concrete"*, EFNARC.

[8] V.ALUNNO ROSSETTI, M. ROSSI: *"Prevenzione dei fenomeni di fessurazione termica - Viadotto Santerno (Linea Milano - Napoli, tratta Bologna - Firenze)"*, l'industria italiana del cemento, n. 12/98.

[9] AA.VV., *"Self-Compacting Concrete. State-of-the-Art report of RILEM Technical Committee 174-SCC"*.

VIADOTTO MASONE MURTAS E SISTEMA QUALITÀ

Riccardo Porcu[1]

[1] Ingegnere Civile, Libero Professionista, Cagliari.

SOMMARIO

La presente monografia descrive lo studio sull'applicazione del sistema di certificazione conforme alle norme UNI EN ISO, alla realizzazione di un cantiere stradale a travata continua con struttura in acciaio – c.a.p.. L'analisi verte sulle potenzialità future di un sistema di certificazione integrato qualità – ambiente – sicurezza, nella realizzazione di opere civili con particolare riguardo alla necessità di una maggiore valorizzazione delle risorse tecnologiche e gestionali, ai fini estetici e paesistici.

SUMMARY

The present monography describes to the study on the application of the system of certification in compliance with norms UNI EN ISO, to the realization of a travata street yard to continues with structure in steel - c.a.p.. The analysis concerns on the future potentialities of an integrated system of certification quality - ambient - emergency, in the realization of civil works with particular attention to the necessity of one the greater valorization of the technological and managerial resources, to the aesthetic and landscape.

Fig. 1 simulazione fotografica del viadotto "Pispisa"

1. INTRODUZIONE

Tra le ultime realizzazioni della Fabiani Spa[1] (1) particolari spunti ingegneristici offre l'appalto per la realizzazione di un tratto della nuova SS 125 in Sardegna (loc. Castiadas).

L'intervento prevede l'esecuzione di una strada tipo IV. La sezione prevista risulta pertanto di 10,50 m. L'importo dei lavori ammonta ad oltre sessanta miliardi.

A prima vista il tracciato stradale appare armoniosamente inserito nel contesto paesistico, con un caleidoscopio di colori che lascia presagire una netta differenza, tra le realizzazioni dei tratti precedenti e successivi, ultimati , nella stessa zona, con tipologia in travi prefabbricate in cemento armato precompresso.

Da una analisi più attenta, si denota una struttura particolarmente snella con travata in acciaio dal colore marrone tipico del corten

[1] La Fabiani Spa è una società di costruzioni che opera nel settore degli appalti pubblici, in tutti i settori dell'ingegneria civile. E' certificata UNI EN ISO 9001:1994, sistema di certificazione per l'assicurazione della qualità nella progettazione, sviluppo, installazione, fabbricazione ed assistenza del prodotto/servizio fornito nell'ambito su indicato.

Nella fattispecie il sistema di certificazione 9001/94 è stato applicato ad un cantiere stradale in acciaio – cls con caratteristiche tipologiche sperimentali.

autopassivato, che bene si fonde nella macchia mediterranea circostante.

Ancora colpisce la particolare forma delle pile, distanziate oltre l'ordinario, che quasi abbracciano, ma senza tensione, l'impalcato che non diviene più elemento dominante del paesaggio, ma quasi corredo fluttuante dello stesso.

Durante la realizzazione dell'opera è stata condotta un'analisi delle caratteristiche distintive - più avanti analizzate - mediante la predisposizione di procedure apposite in armonia con il Sistema di certificazione UNI EN ISO 9001 del 1994, ponendo in evidenza quali sono le potenzialità future di una tale tipologia strutturale.

L'analisi è stata condotta partendo da un contributo alla progettazione esecutiva, fino alla verifica in campo, dell'assemblaggio e della posa in opera delle travate.

Sono stati privilegiati, in ordine cronologico, i seguenti aspetti: prove sulle terre (prove su piastra, densità in sito), prove a compressione su provini di calcestruzzo, giunzioni bar-grip, tesatura delle barre dywidag, controllo sulle saldature degli elementi in acciaio, nonché controllo posa in opera e assemblaggio del viadotto.

La quantità di aspetti emersi ha reso necessaria una scelta di campo ed una sintesi indispensabile, che ha privilegiato, pertanto, la trattazione degli argomenti suddetti.

Ogni procedura è stata realizzata secondo uno schema tipo che, partendo dai riferimenti normativi inerenti l'argomento trattato, fornisse indicazioni circa le modalità delle prove eseguite, della gestione della documentazione prodotta per una successiva analisi.

2. SINTESI INTRODUTTIVO – CRONOLOGICA DELL'OPERA

La Fabiani è una società certificata UNI EN ISO 9001:1994, ed è proprio in conformità alla filosofia manageriale dell'alta direzione che, in sede di riesame del contratto[2](2), come previsto dalle stesse norme su indicate, si è prospettata l'eventualità di addivenire ad una soluzione che maggiormente rispecchiasse da un lato, alle esigenze di usufruibilità alla circolazione, ma dall'altro, e soprattutto, rispecchiasse la sensibilità ambientale, quale elemento preponderante nella valutazione e nella scelta di grandi opere tecnologicamente adattate ed evolute per servire l'ambiente circostante e non viceversa.

Particolare attenzione è stata posta, sulla base della documentazione prodotta, in sede di riesame del contratto, all'opportunità di inserire all'interno della filosofia di certificazione conforme alla ISO 9001 del '94, maggior valore alla certificazione ambientale (ISO 14000, EMAS II), spingendosi verso un sistema integrato qualità – ambiente in armonia con le tendenze europee ed internazionali.

In conformità allo spirito della certificazione, si è verificato come sia possibile ottemperare agli obbiettivi di miglioramento, anche ambientali, con soluzioni sempre più mirate all'armonioso inserimento nel paesaggio, senza perdere le specifiche tecniche e funzionali.

Non è del resto trascurabile il fatto che ci si trovi di fronte ad un momento di transizione tra le norme UNI EN ISO 9001:1994 e le norme UNI EN ISO 9001:2000 nell'analisi sono stati considerate entrambe le norme e la possibilità di realizzare un sistema di certificazione integrato qualità – ambiente - sicurezza.

Il settore degli appalti pubblici e privati nell'ambito dell'ingegneria civile, seppure identificato per macro aree tipologiche, palesa la difficoltà di standardizzare il ciclo produttivo legandolo ad un processo assodato, tecnologicamente e statisticamente noto. Una prima osservazione emersa dall'indagine condotta, e del resto nota agli operatori del settore, è che ogni appalto o commessa può essere considerato come un caso unico e complesso. L'approccio sistematico è stato inteso pertanto spingendo le potenzialità di un sistema di certificazione verso la gestione della complessità degli eventi, che si instaurano negli appalti di cui trattasi. Il fine è quello di evitare la dicotomia che si realizza tra la funzione assicurazione qualità, intesa nella più ampia concezione, e l'alta direzione; evento che spesso mina la necessità di rendere sempre maggiormente integrato il sistema gestionale aziendale in tutte le sue forme e funzioni.

Prima di procedere alla descrizione del tracciato, si è voluto evidenziare il contesto storico e paesistico del cantiere di cui trattasi, partendo da un approccio qualitativo. L'analisi della Qualità non può, infatti, prescindere dalle caratteristiche peculiari dell'impresa e del cantiere in esame; il primo passo è stato, pertanto, conoscere gli aspetti

[2] L'appalto è stato oggetto di variante migliorativa nel 1998, che ha portato al progetto definitivo, secondo quanto previsto dall'articolo 25 della legge n°216 del 2 giugno 1995 (Merloni bis) che allora modificava e integrava, la legge quadro in materia di lavori pubblici 109/1994 (oggi modificata e integrata dalla legge n.415/1998 c.d. "Merloni ter").
L'approvazione da parte dell'ANAS (Ente Nazionale per le strade), ha portato alla realizzazione di una infrastruttura di tipo acciaio – calcestruzzo, che, oltre alle caratteristiche tecniche altamente qualitative, rispetto al corrispondente progetto originario, presenta radicali vantaggi dal punto di vista estetico e di impatto ambientale.

storici, progettuali, esecutivi ed organizzativi dell'opera in esame.

La nuova strada statale n°125 (S.S.125) costituisce un elemento di collegamento tra l'area metropolitana di Cagliari e la zona sud-orientale Sarda. Nel suo percorso si "approssima" mediante apposite vie di accesso (cosiddette bretelle) verso la costa dove "serve" un flusso di traffico prevalentemente estivo di carattere turistico, ottemperando, tra l'altro, alla portata veicolare dei paesi zonali.

Il governo regionale di concerto con la comunità economica europea, ha dato il via negli ultimi anni alla realizzazione dei primi tratti dell'opera; tra questi noi considereremo i due lotti che vanno dalla zona di San Priamo fino alla zona di Masone Murtas, per un'estensione totale di circa 12 Km, prevalentemente costituti da viadotti nei quali vengono inseriti due svincoli.

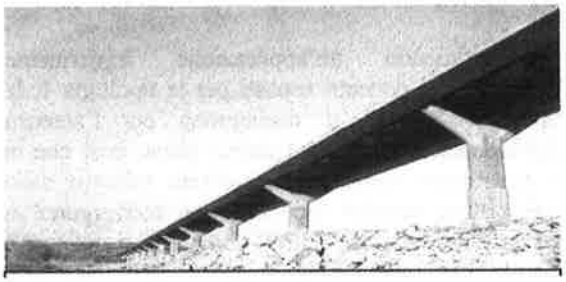


Fig. 2 viadotto "Masone Murtas"

3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

L'appalto in oggetto, consta di due lotti distinti (dalla denominazione dell'ANAS) del tronco Svincolo S. Priamo – Svincolo Capo Boi:

- il 2° lotto ed il 3° lotto, 1° stralcio.

Il LOTTO 2, realizza un collegamento con la viabilità Provinciale con uno svincolo a livelli sfalsati "Costa Rei" e con la realizzazione di una rampa di raccordo nell'area dello svincolo per Castiadas; ha un'estesa di circa 8 km..

Il 1° stralcio del 3° LOTTO inizia con lo svincolo a livelli sfalsati per "Castiadas" e termina in prossimità dell'imbocco della galleria di valico "GUTTURU FRASCU" facente parte del 2° stralcio dello stesso LOTTO 3°; l'estesa risulta di circa 2.6 km.

viadotto	lungh. tot.	schema	spalle	pile	tipologia	larghezza
SECONDO LOTTO						
svincolo costa rey asta 1	110	25+2x30+25	2	3	1	12,80
svincolo costa rey aste 3 e 4	79.80	25.20+29.40+25.20	2	2	2	8,80
pispisa	140	30+2x40.00+30	2	3	1	12,80
corr'e pruna	80	25+30+25	2	2	1	12,80
gutturu frascu	80	25+30+25	2	2	1	12,80
TERZO LOTTO						
sovrapasso castiadas	25.20	1 CAMPATA	2	-	3	16,30
gutturu frascu	220	30+4X40.00+30	2	5	1	12,80
masone	980	30+23X40.00+30	2	24	1	12,80

Tabella 1. schemi costitutivi dei viadotti

Particolare attenzione è stata posta al rispetto dell'ambiente, soprattutto nella zona boschiva, riducendo al minimo i movimenti di terra compatibilmente con la necessità di attraversare in sicurezza il Rio "Gutturu Frascu" ed il Rio "Corr'e Pruna". Sono stati previsti interventi di ripristino ambientale per le scarpate dei rilevati e per le trincee; le spalle dei viadotti sono nascoste dal rilevato in terra; nell'estesa del viadotto sono state realizzate due fasce (30+30 m) di rimboschimento a macchia mediterranea ed essenze locali, nonché il ripristino della vegetazione preesistente.

La soluzione proposta è stata adattata alla lunghezza delle opere d'arte maggiori, che risultano composte secondo lo schema della tabella 1 sovrastante;

I viadotti, del tipo a trave continua in composito acciaio - calcestruzzo, si distinguono per le differenti larghezze della sezione stradale.

Un primo gruppo, la cui soluzione strutturale viene nel seguito denominata come " Tipologia 1" è caratterizzata da piattaforma di larghezza massima b = 12,80m .

Un secondo gruppo identificato come " Tipologia 2", comprende un'opera avente larghezza b = 8,80m.

La terza tipologia, realizzata nel Sovrapasso di Castiadas, costituita da una variante della

tipologia 2 e precisamente da sezioni tipo 2, ha una larghezza complessiva di 16,30.

Tutte e tre le tipologie rispondono alla medesima filosofia progettuale, che prevede l'impiego di strutture continue miste a comportamento spaziale.

4. PARTICOLARITA' COSTRUTTIVE.

Nella seguente trattazione vengono riportate le particolarità dell'opera, dando risalto a quelli aspetti tecnici ed estetici che hanno contribuito a caratterizzare questa tipologia strutturale:

- Analisi delle tipologie esecutive (travate in acciaio, fondazioni, pile, spalle, appoggi, giunti, realizzazione della soletta);
- giunzioni BAR GRIP;
- tesatura delle barre DYWIDAG;
- controllo sulle saldature degli elementi in acciaio;
- controllo posa in opera e assemblaggio del viadotto;

Fig. 3 tipologia 1

4.1 Tipologia 1

La struttura dell'impalcato è costituita da travata ad anima piena integrata con tralicciatura reticolare, entrambe in acciaio autopassivante e solidarizzate con soletta superiore in calcestruzzo armato.

Gli elementi reticolari orizzontali sottostanti il piano dell'impalcato sono realizzati con profili IPE 300 e sopportano il carico delle predalles e del getto sovrastante costituendo, inoltre, sia il cassero che l'armatura dei correnti longitudinali e trasversali e sono da collegarsi mediante saldature.

Sono anche previsti angolari con funzione di controventatura provvisoria in fase di montaggio.

Gli elementi inclinati che collegano i nodi superiori con la piattabanda inferiore della trave, sono realizzati con tubi commerciali con saldatura continua in automatico. I correnti longitudinali sono realizzati in lamiera pressopiegata, aventi anche funzione di cassaforma durante la fase di getto.

Gli attacchi sono realizzati con saldature di piastre alloggiate entro feritoie diametrali preallestite negli elementi tubolari e collegate alle nervature di irrigidimento delle piattabande della trave ad anima piena.

La configurazione geometrica prevede convergenze degli assi degli elementi tubolari sul baricentro del profilo longitudinale.

La struttura in acciaio è provvista di attacchi per il supporto del carro di getto.

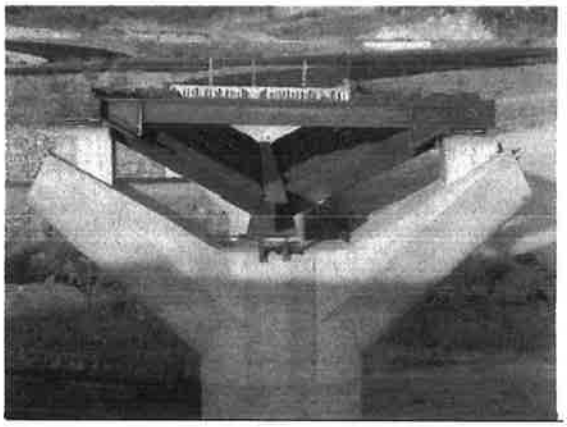


Fig. 3 tipologia 2

4.2 Tipologia 2 e 3

Costituendo un'applicazione leggermente differente dei concetti esposti per la tipologia 1, le tipologie 2 e 3 si distinguono per l'assenza dell'elemento centrale ad anima piena, così che la sottostruttura metallica è costituita soltanto dalle tralicciature tubolari inclinate, che convergono in un corrente inferiore (HEA) comune e si collegano alla soletta collaborante in calcestruzzo tramite i correnti superiori in lamiere pressopiegate.

Tale schema strutturale, che elimina l'anima centrale attribuendo la totalità delle azioni di taglio alle tralicciature tubolari, è adottato per le aste 3 e 4 dello svincolo di Costa Rei (larghezza totale 8.80m), e per il sovrapasso di Castiadas (larghezza totale 16,30).

4.3 Pile

Le pile sono realizzate in calcestruzzo armato

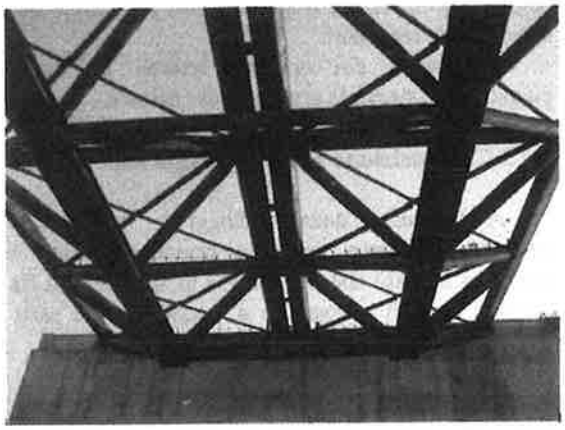


Fig. 3 tipologia 3

ed hanno sezione variabile in modo discontinuo con l'altezza, che permettono una notevole trasparenza.

I terminali (pulvini) hanno conformazione a Y così da fornire alla trave centrale appoggio diretto sulla pila e sostenere lateralmente le tralicciature che hanno giacitura inclinata.

Allo scopo di ridurre la congestione di armatura gli sbalzi dei terminali sono presidiati da post-compressione a barre, solidarizzate alla struttura mediante piastre di ancoraggio ed iniezione delle guaine.

4.4 Giunzioni bar-grip

La realizzazione delle armature delle pile, costituenti il viadotto del cantiere in esame, sono state realizzate sia mediante sovrapposizione con ancoraggio, sia con la giunzione di barre del diametro di 26 mm con il modello CCL Bargrip.

Il Giunto standard, è costituito da un manicotto in acciaio che viene pressato a freddo con pressione costante prestabilita, alle barre da giuntare, mediante presse idrauliche azionate da una centralina oleodinamica di comando.

Viene inoltre utilizzato uno stampo per diametro barre-tipo, manicotto-tipo pressa, e un distanziatore che consente l'esatta esecuzione dell'operazione. L'assicurazione della qualità, è stata condotta su base documentale verificando l'approvazione da parte del ministero[3](3) della tipologia di giunto, e secondariamente eseguendo verifiche delle caratteristiche dello stesso sia in laboratorio che in cantiere, i risultati sono stati confortanti rispetto ad analoghe modalità di giunzione.

4.5 Tesatura barre dywidag

L'operazione di tesatura delle barre diwidag è stata eseguita nei pulvini, sulle pile del viadotto.

Una volta eseguita la tesatura della barra, questa viene bloccata da un apposito apparecchio di ancoraggio che, appena rilasciato dal martinetto, va a precomprimere l'elemento.

In effetti la procedura di tiro si articola normalmente in due fasi; nella prima avviene l'operazione di tiro vera e propria; nella seconda, si procede al bloccaggio delle barre tesate mediante apposito apparecchio di ancoraggio, operazione che avviene mediante serraggio di dadi od inserimento forzato di speciali cunei, in tal caso anche detta inchiavettamento.

Nel caso specifico delle barre DYWIDAG gli ancoraggi sono costituiti da una piastra di contrasto e da un dado avvitato alla barra stessa. Le barre sono dotate di filettatura continua, la forma del dado di ritegno ha la parte contro la piastra di forma sferica, per non imprimere indesiderati momenti se la barra non risultasse perfettamente normale alla piastra.

I cavi giungono nella testata laterale del pulvino (data la forma ad Y della pila), l'apparecchio di ancoraggio (annegato nel conglomerato) si trova leggermente arretrato rispetto alla suddetta testata, all'interno di un'apposita nicchia ricavata nel calcestruzzo.

Le barre vengono tesate in due tempi, le prime due nella parte inferiore della nicchia vengono portate a 720 kN a pulvino scarico (secondo cicli di carico e scarico previa verifica della deformazione elastica), le altre barre dislocate nella parte superiore vengono tesate sempre a 720kN durante la fase di getto.

Il controllo in opera oltre a verificare il rispetto dei requisiti progettuali ed il rispetto delle fasi in cantiere è stato realizzato, elaborando un'istruzione operativa di controllo ex-ante, atta a segnalare eventuali comportamenti anomali della barra durante i cicli di carico e scarico della stessa[4](4).

E' stata inoltre curatala la scelta del personale addetto all'operazione di tesatura, utilizzando operatori con comprovata esperienza nel settore.

4.6 Spalle

La funzione di contenimento del rilevato è ottenuta mediante muro frontale con risvolti laterali, in generale simmetrici, e dotati di

[3] Il Consiglio Superiore del Ministero LLPP ha approvato in data 29-01-1982 il sistema di giunzione CCL BAR-GRIP, come previsto dai decreti attuativi della legge 1086 /1971.

[4] Il comportamento della barra in fase di tesatura è stato elastico.

propaggini a sbalzo nel caso di rilevati di altezza consistente.

L'appoggio dell'impalcato avviene su un elemento in calcestruzzo con forma risultante da una semipila solidarizzata al muro frontale, mediante armature alloggiate in cassette di ripresa e getto successivo.

La spalla a valle di ogni opera assolve alla funzione di contrasto delle azioni di frenatura e di punto fisso per gli spostamenti di origine termica dell'impalcato e reologica dell'insieme soletta-travata metallica.

L'analisi della qualità, oltre alla cura delle prescrizioni progettuali e realizzative, è stata improntata sulla fase di ripristino delle scarpate, garantendo il minor impatto ambientale delle stesse sul paesaggio circostante.

4.7 Fondazioni

In relazione alla tipologia del terreno identificata dalle prove in sito (per la maggior parte graniti in disfacimento), le fondazioni sono prevalentemente del tipo diretto. E' evidente come la differenza di peso tra la struttura in esame ed una analoga in cap, influisca in maniera non trascurabile nel dimensionamento dei plinti delle pile le cui dimensioni, appunto, possono arrivare a ridursi fino al 30 %.[5](5)

4.8 Soletta collaborante

4.8.1 Composizione per tipologia 1

La soletta è costruita mediante getto in opera realizzato su predalles nella parte centrale (compresa fra la piattabanda della trave ed i correnti laterali) e su cassero mobile per gli sbalzi.

Le predalles sono piane, con estremità rastremate e smussate, e contengono le armature inferiori della soletta che sono dotate di risvolti per l'ancoraggio al getto.

Le sezioni dell'impalcato continuo poste in corrispondenza delle pile risultano tese ma è normalmente preferibile l'uso dell'armatura passiva con controllo della fessurazione (associata a riduzione della rigidezza) rispetto alla presollecitazione.

L'armatura aggiunta è costituita da barre trasversali, integrate con spezzoni posti in corrispondenza della trave centrale e da barre longitudinali presenti in numero decrescente dalla zona di pila verso la mezzeria; integrazioni locali di armatura sono disposte in corrispondenza della confluenza superiore degli elementi tubolari e delle tralicciature reticolari.

All'interno dei correnti laterali in lamiera piegata sono previste armature di cucitura.

4.8.2 Composizione per la tipologia 2,3.

A differenza della tipologia 1 la soletta è costruita mediante getto in opera realizzato su predalles nervate che coprono la luce compresa fra i correnti centrali e laterali e si estendono alle parti a sbalzo. Le predalles non necessitano di puntellazione in fase di getto.

Per entrambe le tipologie viene usato un cls Rck 40, classe di esposizione 3, ed inoltre addittivato per contenere fenomeni di ritiro.

4.9 Attrezzature di getto

Per il getto delle fasce esterne della soletta delle opere con tipologia 1, e per il rapido disarmo, è necessario un carro mobile per la traslazione della casseratura ed elementi provvisori (interposti tra carro di getto e travata) in acciaio per il sostegno del getto per circa 15 giorni dopo il getto stesso.

Il disarmo viene effettuato dopo 1-2 giorni dal getto, al raggiungimento della resistenza caratteristica prescritta, testata preventivamente con rottura di cubetti nel laboratorio di cantiere su cubi standard di 15 cm di lato.

L'attrezzatura di getto è stata dimensionata per la realizzazione di conci di soletta di estesa 20 metri, mediante struttura su più appoggi predisposti sulla travatura in acciaio.

Durante il getto i carichi sono ripartiti in modo uniforme su tutti i nodi laterali interessati mediante profilati di sostegno.

Per accelerare il disarmo ed evitare nel frattempo l'insorgere di rilevanti deformazioni viscose del getto a sbalzo delle opere con tipologia 1, si è provveduto al sostegno temporaneo di tali parti mediante traverse che sono bullonate alla parte inferiore dei supporti del carro di getto e che sono messe in carico mediante serraggio di bulloni agenti su barre filettate ancorate nel calcestruzzo. Il tempo previsto per il mantenimento dei sostegni temporanei è di 15 giorni.

Sono previsti, inoltre, elementi regolabili per assicurare la tenuta del cassero contro il profilo superiore; la tenuta fra le predalles e fra queste ed il profilo superiore, è stata ottenuta con profili a Y in PVC.

4.10 Realizzazione della sede stradale

[5] Tale dato è emerso sulla base della documentazione prodotta confrontando le dimensioni previste nel progetto originario in c.a.p. rispetto a quello in parola.

Le pendenze trasversali simmetriche, del 2,5% per la sezione stradale in rettifilo, sono ottenute mediante opportuna configurazione della struttura metallica in modo da evitare ricarico della soletta, che è prevista con spessore da 0,26 m in corrispondenza dell'impronta della struttura in acciaio e variabile fino a 0,22 m alle estremità degli sbalzi.

La variazione di pendenza trasversale in corrispondenza delle curve è ottenuta modificando la geometria della struttura metallica; la transizione dalle condizione geometriche in rettifilo avviene per il tratto iniziale riportando gradualmente la pendenza della semisezione stradale esterna alla curva a 2,5 % formando un'unica piattaforma a pendenza costante, e successivamente, ruotando l'intera sezione del manufatto attorno al suo asse, conservando comunque per gli impalcati di tipologia 1, la verticalità della trave centrale ad anima piena.

Negli impalcati di tipologia 2 e 3, si ha una pendenza trasversale costante, imposta dalle esigenze del tracciato, pari rispettivamente a 3,5% e 4% circa estesa a tutto l'impalcato.

4.11 Appoggi

Gli appoggi sono del tipo PTFE incapsulato entro sede in acciaio con piastra superiore di carico impegnata con perni a piastre sagomate a cuneo (per riportare il piano di appoggio sull'orizzontale), saldate alla carpenteria in acciaio.

Gli appoggi centrali longitudinali previsti per la tipologia 1 sono di tipo unidirezionale nella direzione dell'asse stradale, per consentire le dilatazioni termiche in tale direzione.

Gli appoggi laterali in corrispondenza della spalla fissa, sono di tipo unidirezionale in direzione perpendicolare all'asse stradale, mentre quelli in corrispondenza delle pile e della spalla mobile, sono di tipo bidirezionale.

In corrispondenza delle pile per effetto delle curve orizzontali nascono azioni trasversali indotte dalle variazioni termiche e della frenatura.

Nella fase di assemblaggio è prevista pre-regolazione della posizione dell'organo scorrevole, in funzione della temperatura di montaggio.

Il controllo della qualità degli appoggi è stato condotto verificando presso il fornitore e, successivamente, in cantiere la rispondenza ai requisiti tecnici richiesti.

4.12 Giunti

Sono previsti giunti che consentono escursioni variabili in funzione delle lunghezze dei vari viadotti.
Sono del tipo in neoprene armato con scossalina per la raccolta dell'acqua, da porsi in opera mediante bulloni previa pre-sollecitazione in funzione della temperatura.

Inferiormente ai giunti posti in corrispondenza degli appoggi fissi, sono predisposte piastre in acciaio autopassivante aventi la funzione di trasferire direttamente alle spalle le azioni di frenatura che hanno origine sulla superficie superiore della soletta.

4.13 Controlli sulle saldature

Le saldature vengono eseguite in due tempi:
- nel primo viene assemblata la trave principale costituta da un profilato a forma di doppio T, mediante saldatura continua in ambiente protetto, nel "laboratorio";
- nel secondo viene realizzata in cantiere, dagli stessi tecnici ed operai, la struttura definitiva mediante saldature in opera.

I materiali impiegati per la struttura in acciaio della travata oggetto delle operazioni di saldatura sono:
- acciaio per lamiere saldate: tipo ITACOR o similare UNI EN 10155 Qualità S355 J0 W
- acciaio per angolari e piastre e tubi: tipo ITACOR o similare UNI EN 10155 Qualità S355 J0 W
- pioli di ancoraggio tipo NELSON St 37 3K DIN 17100

Gli elementi strutturali in acciaio sono stati accatastati, movimentati e trasportati secondo procedure di sicurezza e in modo da evitare deformazioni permanenti e minimizzare eventuali danneggiamenti superficiali.

Prima di procedere nelle operazioni di saldatura, tutte le superfici tagliate o lavorate meccanicamente sono state sottoposte ad esame visivo per verificare l'eventuale presenza di difetti e/o discontinuità nei lembi.

La preparazione dei lembi è stata eseguita in modo regolare ed uniforme. Si è verificato che le superfici ed i lembi entro 50 mm rispetto alla saldatura, fossero lisce asciutte, uniformi e prive di olio, grasso, ruggine, pittura o ogni altro elemento inquinante che potesse danneggiare la qualità del giunto.

I giunti saldati verranno sottoposti ai seguenti esami non distruttivi nelle percentuali prestabilite:
- Lembi di saldatura;
- esame visivo (VD) e liquidi penetranti (LP) o magnetoscopia (MT);
- Giunti a T con cordone d'angolo;

esame visivo (VD) e magnetoscopico (MT);
giunti testa-testa;
- esame visivo (VD), magnetoscopico (MT), ultrasonoro (UT) e radiografico (RX).

Giunto	Metodo CND	Estensione	Procedure
Saldatura d'angolo	VD MT	100% Principali 20% Secondarie 10%	PRO.SCQ.5.3/5 PRO.SCQ.5.3/5
Saldatura parziale penetrazione	VD MT	100% Principali 20% Secondarie 10%	PRO.SCQ.5.3/5 PRO.SCQ.5.3/5
Saldatura completa penetrazione	VD MT UT	100% 20% 15%	PRO.SCQ.5.3/5 PRO.SCQ.5.3/5 PRO.SCQ.5.3/5
Saldatura Pioli	VD Piega a 30°	100% 5%	PRO.SCQ.5.3/5

Tabella 2. schema prove non distruttive

4.14 Fasi di costruzione relative all'impalcato.

Seguiremo la sequenza di montaggio relativa al 3° lotto, località "Masone Murtas", che prevede opere con luci di 30+40x23+30, la costruzione è stata eseguita partendo dalla spalla con appoggi fissi e proseguendo verso quella opposta. Analoghe considerazioni valgono per gli altri tratti dell'opera a differenza delle luci via via considerate, che come più volte asserito, caratterizzano le tre tipologie.
operazioni preliminari:
- partenza dalla spalla 1, con posizionamento appoggi, inghisaggio, appoggi laterali e posa protezione PVC sugli stessi;
- si interviene successivamente sulle pile poste in progressione a partire dalla spalla suddetta;
- nella prima pila viene applicata la prima precompressione terminale che, serve a fornire uno stato di coazione atto a garantire che la pila rimanga compressa durante tutte le fasi transitorie all'esecuzione dell'opera; si posizionano gli appoggi e si inghisano gli appoggi laterali, si pone la protezione in PVC, procedure queste ultime, che verranno reiterate in tutte le pile successive;
- dalla seconda pila in poi, verrà inserito un vincolo trasversale provvisorio;

opere in acciaio, allestimento travi:
- montaggio prima campata e inserimento vincolo trasversale provvisorio; si ripete la procedura in sequenza;

solette in calcestruzzo, carro di getto/predalles:
- getto per un'estensione di 20 m dalla spalla;
- getto di 20 m, nella mezzeria tra la prima e la seconda pila;
- seconda precompressione terminale nella pila 1, inghisaggio appoggio centrale, getto di 20 m, nel tratto sovrastante la pila, rimozione del vincolo provvisorio;
- rimozione protezione PVC ;
- getto per 20 m nella mezzeria tra la pila 2 e 3;
- nella pila 2 viene eseguita: seconda precompressione terminale, inghisaggio appoggio centrale, getto per 20 m del tratto sovrastante la pila,
- rimozione del vincolo provvisorio;
analogamente per le pile successive;

operazioni finitura:
- realizzazione parapetti;
- impermeabilizzazione;
- esecuzione del nero;
- esecuzione dei giunti (stradale e pedonale).

Ogni fase indicata è stata studiata sia durante la fase di pianificazione (secondo le prescrizioni progettuali), sia in opera con l'ausilio della documentazione scrittografica prodotta; al fine di realizzare una diagnosi in tempo reale, dei parametri tecnico – strutturali considerati.

5. ANALISI DEL SISTEMA STRUTTURALE.

Il comportamento strutturale risulta dalla armonica collaborazione di elementi preposti alla resistenza ad azioni specifiche e precisamente:
- trave centrale ad anima piena con soletta collaborante, per le azioni flettenti e taglianti normali all'impalcato
dovute al peso proprio ed al carico accidentale
- correnti laterali in acciaio con getto collaborante ed aste tubolari in acciaio per le azioni torcenti dovute alla eccentricità del carico mobile
- l'insieme degli elementi di cui sopra per la resistenza alle azioni flettenti e taglianti parallele all'impalcato dovute al vento.

Tale schematizzazione prescinde ovviamente dal comportamento di insieme che conferisce all'opera elevata rigidezza e capacità di ridistribuzione delle azioni sui diversi elementi resistenti;

Dalle analisi condotte, sia in sede di progettazione che in fase di realizzazione, nonché di collaudo, emergono tutti quelli aspetti che radicalmente differenziano l'opera di cui trattasi rispetto all'ordinario, brevemente citiamo i più significativi che appaiono a tutti gli effetti dei veri e propri vantaggi caratterizzanti il progetto nel suo insieme:
a) impiego dell'acciaio principalmente per le

membrature tese e per le azioni taglianti; l'uso di acciaio di tipo corten elimina la necessità di verniciatura iniziale e la successiva manutenzione;
b) impiego del calcestruzzo per le membrature compresse;
c) facilità di montaggio o varo della sola ossatura e successivo completamento con getti in opera;
d) impiego di giunzioni saldate con conseguente diminuzione dei pesi, migliore estetica nonché minor manutenzione (assenza di operazioni di serraggio dei bulloni nel tempo);
e) forte riduzione dei pesi propri, con conseguente alleggerimento delle pile e delle fondazioni
e) facilità di realizzazione di schemi a travate continue, con conseguente miglioramento della efficienza strutturale delle sezioni adottate
f) quale conseguenza dello schema a travate continue, viene ridotto il numero degli appoggi (maggiore luce tra le pile), e ridotto a 2 quello dei giunti carrabili;
g) assenza di distorsioni dovute a differente soleggiamento dei due lati, in quanto la struttura in acciaio risulta in ombra.
h) comfort del traffico dovuto alla assenza della controfreccia delle travi prefabbricate ed alla assenza dei giunti in corrispondenza degli appoggi sulle pile.
i) riduzione degli oneri di manutenzione degli appoggi dovuta al minore numero di tali elementi ed alla qualità degli stessi (a fronte di 12 appoggi in neoprene armato per ogni pila della soluzione in cap, si hanno solo 3 appoggi in acciaio-PTFE per ogni pila);
l) riduzione degli oneri di manutenzione dei giunti, dovuta alla eliminazione di tutti quelli intermedi ed alla adozione di soli due giunti (di qualità superiore) alle estremità.
m) decisivo salto di qualità nell'estetica dell'opera
g) in conseguenza dei miglioramenti sopra descritti, si ottengono un generale miglioramento tecnico delle opere ed una pregevole estetica, richiesta dall'inserimento nel paesaggio

Al di là della descrizione di cui sopra le presente monografia vuole essere, un modo per evidenziare la necessità di una maggiore sensibilità ed attenzione alle problematiche moderne; lì dove sarebbe più facile verosimilmente ripetere "ad eternum" realizzazioni già eseguite da decenni e collaudate nel tempo, ma che non rispondono in pieno alle esigenze dell'utente, sempre più attento a valorizzare tutti quelli aspetti, tra cui il rispetto dell'ambiente e l' innovazione tecnologica.

In quest'ottica la qualità, in generale, ma anche la sensibilità ambientale, la sicurezza, l'estetica la tecnologia, devono trovare un linguaggio comune al fine di gestire con sempre maggiore efficacia la complessità dei parametri che interagiscono nella definizione di tipologie non più intese come elementi di sfruttamento delle risorse, ma piuttosto di innovazione mirata alla valorizzazione delle stesse nell'ambito della costruzione di un futuro che divenga sempre di più a misura d'uomo.

Il sistema di certificazione integrato collaudato a 360 gradi in questa monografia, se pur di carattere sperimentale, ci porta alla riflessione sulla necessità di avere professionisti con visus e competenze ampie anche da parte degli stessi enti di certificazione, attraverso i quali la necessità di un miglioramento continuo, deve inglobare tutta una serie di requisiti specificati per i quali sono necessarie ampie competenze.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] ANCE – 1996, I sistemi qualità nelle imprese di costruzioni. Edilstampa, Roma.

[2] ANDREINI Pierangelo - 1995, Certificare la Qualità – Hoepli, Milano.

[3] ARCHIBALD R.D.- 1997, Project Management – Franco Angeli, Milano.

[4] BALDI C.-1996, I sistemi qualità per il sistema edile. Maggioli, Rimini.

[5] BAU C., MERITO A.-1996, Quanto costa la qualità. Pirola, Milano

[6] BIOLCATI RINALDI M.-1996, Progettazione edilizia e qualità nella progettazione. Progetto Leonardo, Ed. Esculapio, Bologna.

[7] BIOLCATI RINALDI M.- 1998, Il progetto edilizio. Contenuti, normative procedurali e strumenti di controllo della qualità, Pitagora, Bologna.

[8] BIOLCATI RINALDI M.- 2000, La gestione della sicurezza nei cantieri nella cultura della qualità aziendale, Atti del convegno, Ferrara.

[9] CHIARINI A.-1997, Sistemi qualità in conformità alle norme ISO 9000. F. Angeli, Milano.

[10] CIRIBINI A.-1995, La gestione della qualità nel settore edilizio. Città Studi Edizioni, Milano.

[11] CIRIBINI A., MARASSO L.-1996, Elementi per la qualità. Alinea, Firenze.

[12] CNR-1995, Controllo e qualificazione dell'attività manutentiva. Progetto Leonardo, Esculapio Ed., Bologna.

[13] DE BERARDINIS P.- 1997, Costruzioni edili : valutazione della qualità procedurale, Dau L'Aquila.

[14] FLORES A., FREYRIE L.- 1995, La gestione per la qualità in edilizia. Il sole 24 ore, Milano.

[15] GALGANO A.- 1992, I sette strumenti della Qualità totale. Manuale operativo. Il sole 24 ore, Milano

[16] GAMBARELLI L., MARASSO L.-1995, Analisi dei costi industriali. Città Studi Ed., Milano.

[17] GASPAROLI P.-1997, Un manuale della qualità e procedure gestionali con check-list per la piccola e media impresa edile. Alinea, Firenze.

[18] GRIGORIADIS D.-1996, Project Management e Progettazione Architettonica. DEI, Roma.

[19] HAMMER M., CHAMPY J.-1995, Ripensare l'azienda. Sperling & Kupfer, Milano.

[20] MAFFEI P.L.-1999, L'analisi del valore per la qualità del progetto edilizio. Pirola, Milano.

[21] MAFFEI P.L.-1998, Qualità totale e analisi del valore nel processo edilizio. Ed. ETS, Pisa.

[22]MANFRON V., SIVIERO E.-1998, Manutenzione delle costruzioni. Utet, Torino.

[23] MECCA S., NATICCHIA B.-1995, Costruire per sequenze – efficienza ed affidabilità nel cantiere edile. Alinea, Firenze

[24] MECCA S., TORICELLI M.G.-1996, Qualità e gestione del progetto nella costruzione. Alinea, Firenze.

[25] NATICCHIA B.-1996, Tecniche per il management del costruire. Il lavoro editoriale, Ancona.

[26] Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino-1998, UNI EN ISO 9001 – Guida alla lettura per l'Unità di progettazione. Torino.

[27] OSSOLA F.-1999, La gestione del processo edilizio. Pianificazione progettuale operativa. Leprotto & Bella, Torino.

[28] PRESTINENZA PUGLISI L.-1996, Le barriere architettoniche. NIS, Roma.

[29] REYNA M.-1995, Valutazione della qualità tecnologica utile dei prodotti complessi per l'edilizia. Progetto Leonardo, Esculapio Ed. Bologna.

[30] RIGAMENTI G.-1997, Appalti nelle costruzioni, qualità dell'offerta. CLUP, Milano.

[31] SOLUSTRI C., LA CAVA M.-1995, La pianificazione degli appalti. NIS, Roma.

[32] TORICELLI M. C.-1996, Normazione qualità processo edilizio. Alinea, Firenze.

[33] VENTURI-1996, Guida alla preparazione del manuale qualità. Il sole 24 ore, Milano.

LA POSTENSIONE DELL'AEROPORTO DI FUNCHAL

Cesare Prevedini[1]

[1] Ingegnere Civile, Presidente TENSACCIAI S.p.A., Milano.

SOMMARIO

L'aeroporto di Funchal (Madeira), posizionato su un altipiano ed esteso fino ai limiti di una scogliera, aveva assoluta necessità di estendere la pista. Per risolvere il problema la pista è stata realizzata su una struttura in cemento armato, precompressa biassialmente ed appoggiata su piedritti. Si tratta pertanto di una grande piastra continua e aerea, per realizzare la quale è stata messa in opera una delle più fertili ed opulente applicazioni della postensione della storia del cemento armato. La memoria illustrerà il progetto e le tecnologie costruttive dell'opera, le modalità ed i problemi venutisi a creare nella costruzione di quest'imponente struttura.

SUMMARY

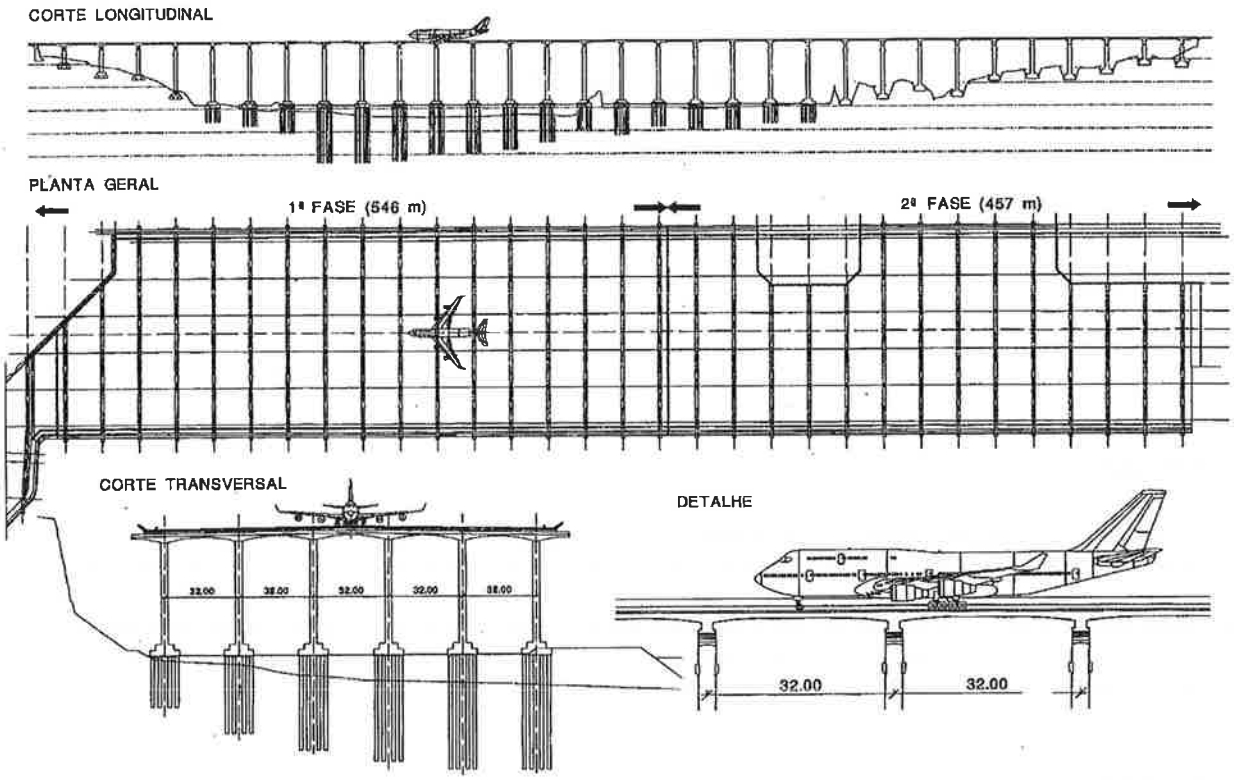
The Funchal airport (Madeira), placed on a tableland and extended up to the limits of a cliff, absolutely required the extension of its runway. To solve the problem, the runway has been constructed on a reinforced concrete structure, biaxially prestressed and placed on portal frames. It's a great continuous and aerial slab; to perform it one of the most fruitful and opulent prestressing applications in the history of reinforced concrete has been carried out. This paper will illustrate the project and the structural technologies of the work, the modalities and the problems arisen during the construction of this impressive structure.

1. PREMESSA

L'opera che viene descritta corrisponde all'estensione dell'aeroporto di Funchal nell'isola di Madeira (Portogallo). La vecchia pista dell'aeroporto di Madeira, costruita nel 1964, era lunga solamente 1600 m. e da molto tempo aveva mostrato i suoi limiti.

Fu ampliata negli anni '80 ma, essendo costruita su un altipiano, poté essere estesa di soli 200 m.: una maggior estensione non fu possibile perché si era arrivati al limite del promontorio. La pista era comunque insufficiente ad assorbire il movimento aereo e a garantirne la sicurezza.

Negli anni '90 fu così deciso di realizzare un nuovo progetto che avrebbe portato la pista ad una lunghezza di 2800 m., realizzata in gran parte su una struttura in cemento armato precompresso, appoggiata su pile ad un'altezza di 60 m. sul livello del mare.



2. LA STRUTTURA PRINCIPALE

La struttura concepita dal grande ingegnere portoghese, prof. Edgar Cardoso, consiste in una piastra iperstatica di lunghezza m. 1000 per una larghezza di m. 180.

Si è pertanto realizzato un'impalcato iperstatico di un'estensione di circa 180.000 mq.

La piastra, precompressa longitudinalmente e trasversalmente, è appoggiata su una struttura a portale di 5 campate con un interasse di 32 metri.

3. LE FONDAZIONI

Quest'imponente struttura è stata compiuta sbancando in parte il promontorio, creando una piattaforma, in parte a terra ed in parte a mare, dove è stata realizzata una diga di protezione.

Per costruire quest'opera sono stati scavati circa 3.400.000 m^3 di terreno vulcanico e quest'operazione ha permesso di lavorare a secco, in particolare per le fondazioni.

La complessità e l'eterogeneità delle formazioni geologiche riconosciute dalle indagini geognostiche hanno determinato la scelta delle fondazioni delle pile.

Dove la portanza è stata giudicata sufficiente sono state realizzate fondazioni dirette, di 100 m^2 di superficie e di 4,7 m. di altezza. Le fondazioni dirette hanno interessato 22 pile.

Negli altri casi sono state realizzate fondazioni indirette, consistenti in 8 pali forati da 1,5 m. di diametro, gettati in opera e profondi 60 metri.

Le fondazioni indirette hanno interessato 75 pile.

4. I PORTICI

Il portale è incastrato su 6 pile rotonde, dal diametro di 3 metri e dall'altezza media di 50 m. Essendo, come sopra detto, l'interasse tra le pile di 32 m., la trave si prolunga a sbalzo, per ogni estremità, di 10 m.

La trave iperstatica ha un'altezza all'incastro di 5,60 m. e alle mezzerie di 3,60 m.

La sua sezione trasversale è a doppia T, con uno spessore di 3 m. alla base ed uno spessore dell'anima di 2 m.

La precompressione delle travi del portale è realizzata con 9 cavi 27MT15 e 4 cavi 19MT15.

Poiché il sistema costruttivo prevedeva una costruzione in avanzamento con delle strutture a cassero autovaranti, i cavi sono stati resi continui con degli ancoraggi di accoppiamento sia per i cavi da 27 trefoli che per i cavi da 19T15, della serie TENSACCIAI MTG15.

L'armatura delle travi è stata prefabbricata a terra, in pezzi da 12 m. Anche le guaine di precompressione sono state premontate con l'armatura e successivamente manicottate in opera per garantirne la continuità.

L'armatura di precompressione, composta da trefoli T15,7, è stata infilata in opera, prima del getto, attraverso macchine infilatrefoli di alta potenza.

Poiché il ciclo delle operazioni era realizzato con tre centine autovaranti agenti contemporaneamente, si è trattato di un'applicazione della postensione a ritmi molto intensi.

5. LA PIASTRA

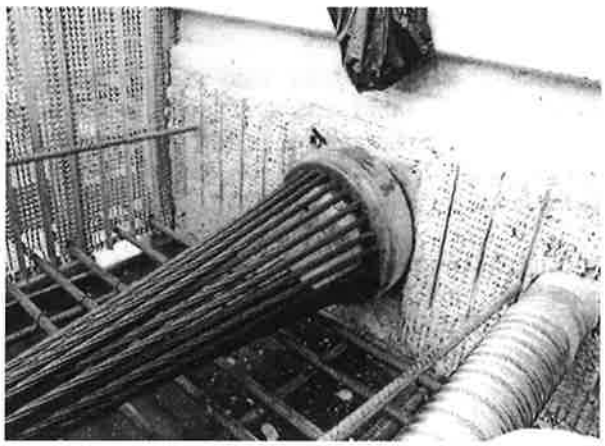
La piastra è stata realizzata dopo l'esecuzione dei portici, utilizzando centine di 30 x 32 m. Le centine sono state appoggiate alle ali della trave.

La piastra, a sezione variabile, ha un'altezza di 1,70 m. all'incastro con i portici e di 1,00 m. in mezzeria.
La piastra è stata gettata in opera lasciando un giunto intermedio di 2,00 m., che è stato gettato in 2ª fase per tenere conto dell'effetto della precompressione.

La precompressione longitudinale della piastra si combinava con le guaine che attraversavano la trave del portico già realizzata.

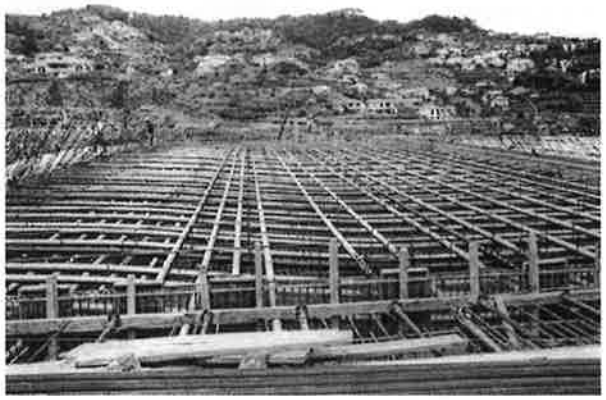
Anche questa precompressione, pertanto, si è realizzata mediante ancoraggi di giunzione, in modo da garantire la continuità da campata a campata.

Una volta realizzata la precompressione longitudinale della piastra si è gettato l'elemento di sutura di 2,00 m., realizzando naturalmente i manicottaggi delle guaine trasversali, si è provveduto ad infilare i trefoli delle guaine trasversali e si è provveduto alla tensione dei cavi trasversali.



I cavi trasversali della soletta, essendo stati infilati in una sola fase, sono gli unici che non hanno elementi di giunzione e sono lunghi metà della larghezza della soletta, cioè 90 m. circa, poiché sono stati realizzati con una sovrapposizione.

I cavi longitudinali accoppiati con giunzioni sono stati realizzati con cavi 27MT15 e i cavi trasversali lunghi 90 m. con cavi 19MT15.



Appare evidente che un'applicazione della postensione di queste dimensioni è superiore a qualsiasi livello corrente.

Basti pensare che sono stati montati più di 1500 accoppiatori da 27 trefoli, un livello di applicazione che non ha pari nella storia della postensione, con relative operazioni di infilaggio dei trefoli, messa in tensione dei cavi con martinetti da 6000 KN, montaggio degli accoppiatori con i sistemi di autobloccaggio a molla, iniezione dei cavi, etc.

Tutte queste operazioni sono state realizzate in coordinamento con un sistema di programmazione del cantiere, ovviamente intenso e rigoroso, dove ogni operazione della precompressione era vincolante per le fasi di lavorazione.

L'applicazione della precompressione è stata compiuta dal Consorzio TENSACCIAI-SPIE BATIGNOLLES T.P., che ha realizzato l'opera chiavi in mano lavorando in Assicurazione di Qualità

Impresa : NOVAPISTA A.C.E. costituita da Zagope (Portogallo), Spie Batignolles T.P. (Francia), Andrade Gutierrez (Brasile), Opca (Portogallo).

Progetto: Hidroservice – Edgar Cardoso

Strutturista: Consulmar & Segadães Tavares Assoc.

ANALISI DI AFFIDABILITÀ E DI SENSITIVITÀ DI SISTEMI INTELAIATI IN C.A./C.A.P.

Angelo Rago[1], Franco Bontempi[2]

[1] Ingegnere Civile Strutturista, Roma, e-mail: a_rago@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

Si presenta un metodo di valutazione dell'affidabilità di strutture in c.a./c.a.p. tenendo conto degli aspetti non lineari che possono svilupparsi sia in condizioni d'esercizio sia in condizioni ultime. Lo studio dell'affidabilità si basa sulla simulazione della risposta strutturale secondo il cosiddetto metodo Monte Carlo che prevede le seguenti fasi:

a) definizione delle statistiche riguardanti i materiali, la geometria della struttura e delle sezioni, il sistema di precompressione;
b) definizione delle statistiche riguardanti le azioni sollecitanti;
c) simulazione della risposta strutturale mediante modellazione non lineare;
d) interpretazione e valutazione statistica dei risultati ottenuti.

Dopo aver definito le variabili aleatorie presenti nel problema sulla base di informazioni reperite in letteratura – fasi a) e b) – si passa alle fasi c) e d) sulle quali si focalizza il lavoro. Viene infine presentato un esempio applicativo del metodo di calcolo proposto.

1. INTRODUZIONE

Le strutture in c.a./c.a.p. possono essere analizzate in maniera realistica solo tenendo conto delle non linearità legate all'effettivo comportamento dei materiali e degli effetti delle deformazioni sull'instaurarsi dell'equilibrio.

Si espone una procedura per la valutazione probabilistica della sicurezza di strutture a telaio in c.a./c.a.p. che tiene conto sia del comportamento elastico non lineare dei materiali sia della disomogeneità costitutiva per l'interazione fra calcestruzzo ed acciaio; sono esclusi tutti i comportamenti caratterizzati da processi irreversibili di danneggiamento o da deformazioni plastiche e si ritiene sufficientemente rappresentativa una storia di carico di tipo monotono proporzionalmente crescente con la quale seguire l'intero comportamento strutturale. Per valutare la contemporanea presenza di calcestruzzo ed acciaio, si adotteranno dei legami costitutivi puntuali capaci in particolare di cogliere la riduzione di rigidezza della struttura, al procedere del carico, conseguente alla fessurazione.

Si procederà successivamente alla descrizione sommaria di un algoritmo di calcolo che permetta di eseguire lo studio non lineare delle strutture di interesse; si adotterà la formulazione dell'elemento finito trave in c.a./c.a.p. e si imposterà l'analisi con il metodo degli spostamenti cercando la soluzione equilibrata ad ogni livello di carico tramite una procedura iterativa svolta col metodo della rigidezza secante.

La procedura proposta per la valutazione probabilistica della sicurezza strutturale assume che le caratteristiche geometriche e meccaniche, come anche le entità e le distribuzioni dei carichi, siano generate mediante un processo di simulazione tipo Monte Carlo. I risultati delle analisi non lineari sono elaborati in forma statistica ed impiegati nella stima della sicurezza strutturale, sotto forma di coefficiente medio di sicurezza ed indice di affidabilità.

Nell'applicazione si procederà alla valutazione di affidabilità di un telaio piano a tre campate costituito da elementi prefabbricati. Si evidenzierà come la procedura di calcolo permetta di:

- analizzare la *sensitività della risposta strutturale alle variabili* e quindi individuare quelle che risultano le più influenti per la particolare struttura studiata;
- determinare una *misura associata all'affidabilità della struttura* considerata, ed effettuare dei confronti numerici fra soluzioni alternative;
- individuare quali sono gli *elementi più deboli dal punto di vista strutturale* per modificarne, eventualmente, le caratteristiche e per migliorare il comportamento complessivo.

2. ANALISI STRUTTURALE

L'analisi di una struttura prevede l'adozione di un modello, la cui impostazione rappresenta un processo:

- *decisionale*, perché è soggettivo ed inizialmente arbitrario;
- *riduttivo*, poiché riassume la realtà usando in particolare termini matematici;
- *utilitaristico*, perché trova giustificazione dai risultati che sono ottenuti dal modello stesso.

Esistono quindi differenti modi per rappresentare la realtà, fra loro alternativi, a seconda di cosa si vuole evidenziare nel sistema da analizzare. Il modello di un sistema strutturale può essere più o meno complesso ed interpretabile, in funzione dell'importanza dell'opera studiata: al crescere del livello di approfondimento, cresce il relativo onere computazionale.

Tabella 1
Complessità geometrica.

	1D o 2D	3D
Analisi statica	I	III
Analisi dinamica	II	IV

Tabella 2
Aspetti meccanici.

	Lineare	Non lineare
Deterministica	A	C
Stocastica	B	D

Nelle tabelle 1 e 2 si prendono schematicamente in considerazione i due aspetti principali che concorrono a definire l'impegno di un'analisi strutturale, cioè:

- la complessità geometrica (**Tabella 1**);
- gli aspetti meccanici considerati (**Tabella 2**).

Per la loro *sinteticità ed immediatezza*, le analisi basate su modelli 1D o 2D (schematizzazioni a telaio) sono le più efficaci: queste sono il tipo di analisi che verranno prese qui in considerazione.

Tra l'analisi deterministica e quella stocastica esiste un livello intermedio, detto *analisi parametrica*, che associa a certe quantità valori differenti per poterne valutare la *sensitività* oppure per delimitare il comportamento strutturale atteso. Considerazioni di questo tipo saranno sviluppate nel seguito.

3. ANALISI NON LINEARE

In campo non lineare, per ottenere un insieme di risultati attendibili si deve considerare l'evoluzione della struttura nel suo complesso, dallo stato iniziale fino al collasso. Non risultando più valido il principio di sovrapposizione degli effetti, un modello strutturale efficiente deve quindi essere in grado di cogliere gli aspetti meccanici essenziali evitando l'introduzione di parametri incogniti inutili.

Si ipotizza che *il materiale abbia un comportamento non lineare ma elastico* (comportandosi, dunque, nello stesso modo sia in fase di carico sia in fase di scarico) e *non si considerano gli effetti irreversibili*: in tal modo la soluzione è indipendente dal tempo e dalla storia di deformazione della struttura.

La soluzione della struttura, caratterizzata dai valori nominali dei parametri (*struttura perfetta*) è alterata dalla presenza di *imperfezioni strutturali*, che nel caso di strutture in c.a. sono essenzialmente, la *disomogeneità di resistenza e rigidezza del calcestruzzo* e la *disomogeneità dimensionali degli elementi strutturali*. Si può valutare la sensibilità della struttura alle condizioni e ai parametri iniziali attraverso un'impostazione probabilistica del problema. Dal punto di vista ingegneristico, si vuole individuare il ramo di equilibrio caratterizzato dalla più piccola capacità portante.

Per gli aspetti applicativi risulta estremamente interessante la *formulazione secante* di un problema strutturale. In tale caso, con le ipotesi già ricordate di comportamento elastico non lineare e indipendenza da fenomeni viscosi, l'espressione dell'equilibrio per l'intera struttura è ottenuta per assemblaggio di elementi in c.a./c.a.p. e risulta espressa da un sistema di equazioni algebriche non lineari la cui soluzione va ricercata per via iterativa. Il procedimento viene arrestato al manifestarsi di uno dei seguenti stati:

a) convergenza della soluzione;
b) rottura per raggiungimento del valore di deformazione ultima dei materiali (crisi locale);
c) mancata convergenza della soluzione associata in genere ad una condizione di crisi globale.

Si fa riferimento al problema della modellazione in campo non lineare di strutture a telaio piane. Si considerano verificate le seguenti ipotesi:

- *La sezione del generico elemento ruota restando piana* e perpendicolare all'asse deformato dell'elemento (modello Bernoulli-Navier, Fig1).

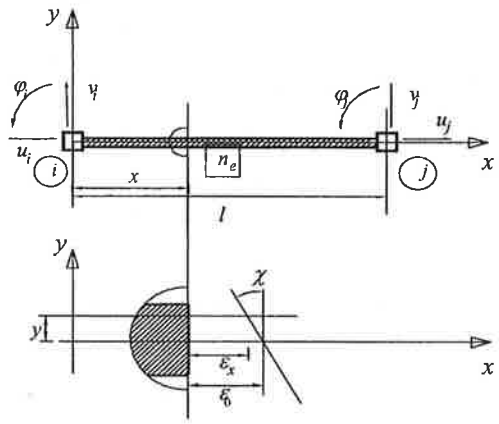


Fig.1: Elemento di trave nell'ipotesi di Bernoulli-Navier.

- *I materiali sono rappresentati da legami non lineari realistici* (Fig.2). L'adozione di questi legami consente di riprodurre in maniera diffusa la *parzializzazione* delle sezioni a cui è correlata la diminuzione di rigidezza della struttura: la distribuzione del regime statico è colta accuratamente. La variazione al crescere del carico della distribuzione della parte reagente in una struttura intelaiata in c.a./c.a.p., comporta che la disposizione del materiale reagente della sezione non abbia baricentro coincidente con quello della sezione iniziale. Per effetto di momenti statici non nulli, si crea

un accoppiamento fra il regime flessionale e quello assiale, di solito considerato disaccoppiato nell'analisi di De Saint Venant. *La valutazione corretta della distribuzione della rigidezza all'interno della struttura consente di determinare gli effetti indotti da coazioni impresse, quali cedimenti, variazioni di temperatura e precompressione.*

- *Non linearità geometrica (effetti geometrici). Con formulazioni diverse si tiene conto dei* cosiddetti effetti geometrici $P-\Delta$.

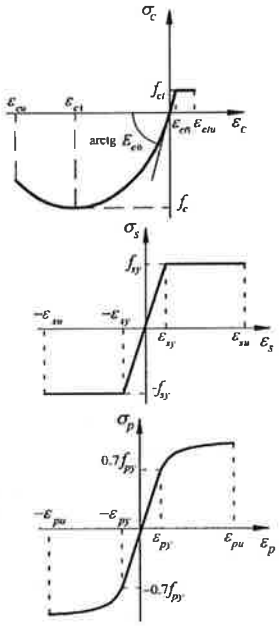


Fig.2: Legami costitutivi

4. SICUREZZA STRUTTURALE

La verifica di sicurezza di una struttura riguarda il confronto tra una grandezza A significativa della sollecitazione (domanda prestazionale) e una grandezza R significativa della resistenza della struttura (capacità prestazionale).

A seconda del livello *puntuale/sezionale/globale* a cui si effettua tale verifica può essere organizzata come nella **Tabella 3.** Il livello puntuale è quello naturalmente connesso alle tensioni ammissibili, quello sezionale alla metodologia degli stati limite in forma lineare o pseudolineare, mentre quello globale, a livello dei carichi, è quello connaturato ad una verifica con analisi non lineare.

Tabella 3

Verifica →	**Puntuale:** sullo sforzo	**Sezionale:** sulle azioni	**Globale:** sui carichi
Carico	F_A	F_A	F_A
			$A=F_A<F_R=R$
Analisi Strutturale	↓	↓	↑
Azione	S_A	S_A	S_R
		$A=S_A<S_R=R$	
Analisi Sezionale	↓	↑	↑
Sforzo	T_A	T_R	T_R
	$A=T_A<T_R=R$		

In campo lineare, la verifica di sicurezza è indipendente dal livello al quale viene svolta, dal momento che vale il principio di sovrapposizione degli effetti e l'analisi strutturale e sezionale sono separate. In campo non lineare, questa divisione non può essere operata perché l'applicazione del coefficiente che diminuisce la resistenza caratteristica dei materiali, non può essere applicata prima dell'analisi strutturale, perché così facendo si *abbatterebbero artificialmente i moduli di rigidezza dei materiali*, falsando i risultati dell'analisi strutturale (dalla rigidezza/deformabilità degli elementi che compongono la struttura dipendono sia la ripartizione delle intensità delle azioni iperstatiche, sia l'influenza degli effetti geometrici).

Non è sempre a favore di sicurezza, inoltre, considerare il carico già moltiplicato per un fattore maggiorativo (Fig.3). Infatti in presenza di softening del materiale non è più possibile ritenere convesso il dominio di rottura sezionale, e la soluzione non può che essere trovata facendo crescere proporzionalmente il carico.

Infine, in presenza anche solo di effetti geometrici, al crescere del moltiplicatore del carico, non è detto che si percorra un tratto rettilineo nel piano che contiene il dominio di rottura: *il carico deve quindi crescente da zero fino alla di rottura.*

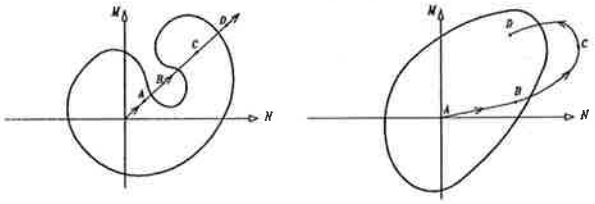


Fig.3: Dominio non convesso e percorso curvilineo.

Le verifiche di sicurezza sono svolte su *funzioni di performance*, stabilite in maniera convenzionale, che vengono definite *stati limite*. Si possono considerare le seguenti funzioni di stato:

- con riferimento a condizioni d'esercizio criteri di durabilità suggeriscono di limitare lo stato tensionale nei materiali come in **Tabella 4**;

Tabella 4

Stato Limite Esercizio 1	$-\sigma_c \le -\alpha_c f_{ck}$	$\alpha_c = 0.45$
Stato Limite Esercizio 2	$\lvert\sigma_s\rvert \le \alpha_s f_{syk}$	$\alpha_s = 0.6$
Stato Limite Esercizio 3	$\lvert\sigma_p\rvert \le \alpha_p f_{pyk}$	$\alpha_p = 1.1$
Stato Limite Esercizio 4	$\underline{q} \le \underline{q}_{max}$	$q_{max} = luce/400$

- la crisi di una sezione trasversale coincide con il raggiungimento di limiti di deformazione nel calcestruzzo e/o nell'acciaio (normale o da precompressione): non sempre però implica il collasso dell'intera struttura. Sono considerati i seguenti limiti ultimi di deformazione e di collasso globale riportati in **Tabella 5**.

Tabella 5

Stato Limite Ultimo 5	$-\sigma_c \le -\alpha_c f_{ck}$
Stato Limite Ultimo 6	$\lvert\sigma_s\rvert \le \alpha_s f_{syk}$
Stato Limite Ultimo 7	$\lvert\sigma_p\rvert \le \alpha_p f_{pyk}$
Stato Limite Ultimo 8	$\underline{F} \le \underline{R}$

5. MODELLO PROBABILISTICO

Si fa riferimento al comportamento non lineare, assumendo che le caratteristiche meccaniche e geometriche della struttura (sia a livello globale sia a livello sezionale) e l'entità e le distribuzioni dei carichi applicati siano generate mediante un procedimento di simulazione, secondo distribuzioni probabilistiche scelte. Il processo di simulazione verrà attuato con la tecnica Monte Carlo; i risultati delle analisi non lineari associate ad ogni singola realizzazione e ad ogni performance analizzata saranno successivamente valutate in forma statistica ed impiegate per la determinazione della stima della sicurezza strutturale espressa come coefficiente di affidabilità strutturale.

Una struttura è definita *sicura* quando le azioni S considerate applicate su di essa non superano la sua resistenza R offerta, altrimenti si incorre nella crisi. Si introduce dunque il concetto di *prestazione*, matematicamente descritto da una funzione che rappresenta numericamente il valore di passaggio fra il fallimento e la verifica della condizione posta. Tale funzione viene espressa nell'approccio tradizionale valutando separatamente gli effetti delle mancate prestazioni: sono le *funzioni di stati limite* precedentemente introdotte.

Per avere risultati attendibili è necessario che in fase di calcolo si tenga conto delle incertezze nella stima delle caratteristiche del modello strutturale: di necessità, le quantità R ed S devono considerarsi come variabili aleatorie e si rende dunque indispensabile la valutazione probabilistica dei risultati ottenuti ed in particolare della sicurezza strutturale.

La valutazione dell'affidabilità strutturale viene fatta tramite il calcolo dell'indice di affidabilità β formulato in termini di *fattore di affidabilità* $\Theta = R/S$: si ottiene che la probabilità di crisi può essere determinata con l'integrazione della funzione di densità di probabilità $f_\Theta(\theta)$ nel dominio $D = \{\theta \mid \theta < 1\}$:

$$P_F = P(\Theta < 1) = \int_D f_\Theta(\theta)\, d\theta = \Gamma(-\beta).$$

Questa è la formula che appare più utile allo scopo in quanto, *considerando i carichi permanenti e l'eventuale sistema di precompressione come proprietà del sistema strutturale, il fattore di sicurezza* Θ (rispetto al carico) *può essere visto come il moltiplicatore dei carichi variabili associato allo stato limite* $\theta = 1$. Purtroppo, la funzione $f_\Theta(\theta)$ non è nota a priori, ma si possiedono solo delle informazioni sulle distribuzioni per l'insieme delle n variabili aleatorie $X = (X_1, X_2, ..., X_n)$ che definiscono il problema strutturale (caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema, carichi agenti, forze di precompressione ecc.). Inoltre, nella progettazione strutturale le funzioni di stato sono formulate in termini delle variabili aleatorie $Y = (Y_1, Y_2, ..., Y_l)$ che descrivono la risposta strutturale in termini di tensioni, deformazioni, spostamenti ecc., note solo dopo la valutazione. In regime non lineare, le relazioni che intercorrono tra la funzione di risposta strutturale Y e le variabili aleatorie di base X risultano in genere definite solo in forma implicita ed il precedente integrale non può essere determinato analiticamente.

Diviene quindi impossibile riuscire a determinare la probabilità di rottura o il coefficiente di affidabilità, a meno di procedere con simulazioni del tipo Monte Carlo che fornisce i risultati richiesti nel seguente modo:

- generazioni casuali della variabile X, in accordo con le n funzioni di distribuzione di probabilità $f_{X_i}(x_i)$ definite;
- analisi non lineare della particolare realizzazione appena definita per X e valutazione degli stati che interessa studiare;
- ripetizione iterativa fino alla formazione di un campione statistico che si ritenga rappresentativo del complesso e analisi statistica dei risultati ottenuti per ogni stato considerato.

Si può proseguire con un'analisi regressiva per costruire la funzione $f_\Theta(\theta)$, una per ogni stato limite analizzato, in base ai risultati ottenuti, ma:

- nei problemi di affidabilità strutturale ci si trova a stimare delle probabilità di rovina estremamente basse, dell'ordine di $10^{-4} \div 10^{-10}$, risultati degli integrali sulle code delle relative distribuzioni di densità; si richiede quindi di valutare con accuratezza dei numeri molto prossimi allo zero;
- al fine di limitare l'onere computazionale, il numero delle simulazioni su cui si valuta numericamente la stima della probabilità di rovina o del coefficiente di affidabilità tende ad essere imposto molto più piccolo di quello richiesto della teoria dei grandi numeri; in genere si opera su un campione incompleto le cui irregolarità risultano più evidenti proprio nelle code.

L'entità degli errori che si possono generare con tale metodo, oltre che alla natura convenzionale della stima della probabilità di crisi, portano alla scelta di *un'analisi diretta del valore di* β *per via puramente numerica* $\beta = \mu_g / \sigma_g$, senza passare per l'approssimazione dell'andamento della $f_\Theta(\theta)$. L'indice di sicurezza strutturale è definito come il *moltiplicatore dei carichi accidentali applicati alla struttura, definito come*:

$$\theta = \lambda = Q_{Accidentale,Rottura} / Q_{Accidentale}$$

Nell'ottica del metodo Monte Carlo ad ogni simulazione si generano dei valori per i carichi sia permanenti che accidentali; l'analisi non lineare si svolge per passi di carico di intensità variabile per i diversi carichi in funzione del rapporto fra i loro valori nominali (si mantengono costanti per tutta la simulazione i carichi permanenti). Analogamente sono mantenuti costanti nell'ambito di una singola analisi, i tiri nei cavi di precompressione e le altre proprietà del sistema strutturale.

Si analizzeranno nel seguito le seguenti variabili aleatorie considerate statisticamente indipendenti (viene

introdotto il termine *coefficiente di variazione* $\delta = \sigma/\mu$ utilizzato nella determinazione della varianza):

a) *Resistenze dei materiali* (f_{cm}, f_{sm}, f_{pm}): sono considerate variabili aleatorie con distribuzione probabilistica lognormale. Si considerano i limiti deformativi ε_{ciu}, ε_{c1}, ε_{cu}, ε_{su}, ε_{pu} ed i moduli elastici E_s ed E_p come deterministici.

b) *Parametri geometrici*: sono considerati come variabili aleatorie con distribuzione normale:
   - posizione dei nodi degli elementi strutturali;
   - dimensioni lineari delle sezioni trasversali;
   - aree delle barre di armatura A_s ed A_p;
   - posizione delle barre o trefoli nella sezione.

c) *Pretensione nelle barre da precompressione* (P): considera come variabile aleatoria con distribuzione Normale fra [$\lambda_{min} \times P_{nom}$, $\lambda_{max} \times P_{nom}$]. λ_{min} e λ_{max} sono definiti in base all'incertezza nella quantificazione di P rispetto al suo valore nominale P_{nom} che deve tenere conto delle perdite di tensione istantanee e differite.

d) *Carichi applicati*: sono definiti in base alla durata rispetto alla vita utile dell'opera:
   - carichi permanenti G, ovvero il peso proprio degli elementi strutturali e non, permanentemente connessi alla struttura
   - carichi variabili Q che distinti a loro volta in funzione della maggiore o minore variabilità reale degli stessi. Sono idealizzati come carichi distribuiti sull'elemento la cui intensità dipende dalla destinazione d'uso.

e) *Imperfezioni strutturali*: occorre indicare come rendere imperfetta una struttura.

Nella **Tabella 6** sono riportate le caratteristiche statistiche delle variabili aleatorie utilizzate.

Tabella 6

Variabile	Tipo	μ	$\sigma \div \delta$
f_c [MPa]	LN	f_{cm}	$\sigma/f_{cm} = (8 \div 20)$
f_s [MPa]	LN	f_{sm}	$\sigma = (10 \div 100)$
f_p [MPa]	LN	f_{pm}	$\sigma = (10 \div 100)$
Nodi [mm]	N	(x_m, y_m)	$\sigma/l_m = (0.001 \div 0.005)$
Sezioni (x, y)	N	(x_m, y_m)	$\sigma/d = (0.001 \div 0.005)$
A_s Barre [mm^2]	N	A_{sm}	$\sigma/A_{sm} = (0.01 \div 0.04)$
A_p Trefoli [mm^2]	N	A_{pm}	$\sigma/A_{pm} = (0.01 \div 0.04)$
(x, y) Barre [mm]	N	(x_m, y_m)	$\sigma/d = (0.001 \div 0.005)$
(x, y) Trefoli	N	(x_m, y_m)	$\sigma/d = (0.001 \div 0.005)$
T_p Trefoli [kN]	N	T_{pm}	$\sigma/T_{pm} = (0.01 \div 0.10)$
Permanente	N	G_m	$\sigma/G_m = (0.08 \div 0.10)$
Accidentale	N	Q_m	$\sigma/Q_m = (0.20 \div 0.40)$

Va rilevato che a priori non è possibile sapere quali sono le perturbazioni che peggiorano il comportamento strutturale, per cui si procede per tentativi facendo differenti ipotesi di perturbazioni che assicurano, nel complesso, di aver considerato anche la situazione peggiore, quindi appare evidente la completezza del metodo di simulazione Monte Carlo per valutare la risposta strutturale. Si ricorda che con tale metodo si intendono *l'insieme dei procedimenti che permettono di ottenere la soluzione di problemi matematici o fisici tramite esperienze aleatorie ripetute da cui si deducono statisticamente le stime della grandezza cercata che ha carattere probabilistico*: non è necessario sapere la relazione esatta che lega le grandezze date a quelle cercate, ma *bisogna conoscere solo l'insieme delle condizioni che definiscono le manifestazioni del fenomeno osservato.*

La procedura usata per valutare il coefficiente di affidabilità β della struttura passa per la determinazione della convergenza del valor medio $\bar{\lambda}$ verso un valore stabile: questo viene fissato come parametro di controllo del livello di approssimazione dei risultati numerici.

6. AFFIDABILITÀ E SENSIBILITÀ DI UN TELAIO PREFABBRICATO

Lo schema statico riportato di seguito è quello di un telaio a tre campate con luci di 20 m sulle campate laterali e 10 m su quella centrale. Le due campate laterali sono di altezza 10.50 m e sono coperte da travi precompresse ad estradosso parabolico, mentre la campata centrale è di altezza pari a 8.5 m coperta da solai poggianti sulle rastremazioni realizzate sui pilastri centrali. Inoltre, nella campata centrale dell'edificio, è previsto un piano calpestabile posto ad una quota di 4 m rispetto al piano terra.

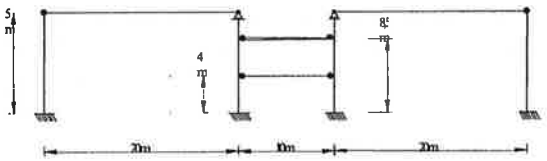


Fig.4: Schema statico del telaio prefabbricato.

Fig.5: Sezioni della trave da 20m.

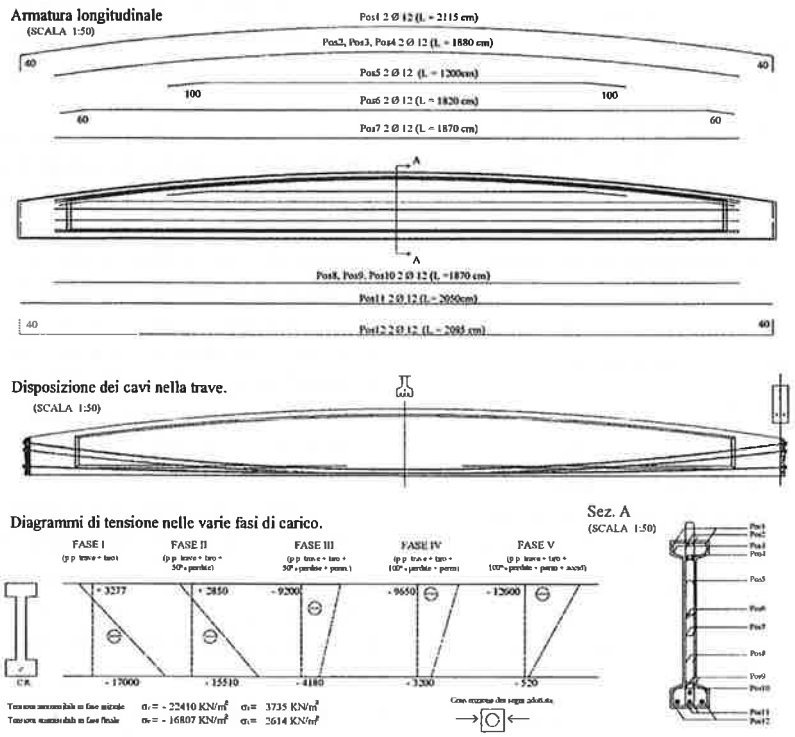


Fig.6: Progetto della trave precompressa da 20 m.

Si prevede di utilizzare una trave di copertura con luce netta di 20 m che si è decide di precomprimere utilizzando i cavi post-tesi, tesati dopo 28 giorni dal getto del calcestruzzo nel cassero. Si fissa l'altezza della trave nella sezione di mezzeria di 180 cm, lo spessore dell'anima di 14 cm, l'altezza delle piattabande superiori ed inferiori di 18 e 22 cm rispettivamente, la larghezza delle due piattabande di 42 cm.

La sezione di appoggio, per un tratto di 135 cm dall'estremità della trave, è stata ingrandita ad una forma rettangolare con larghezza fissa di 42 cm ed altezza variabile parabolicamente da un minimo di un metro.

I cavi post-tesi utilizzati sono 4, ciascuno contenente 4 trefoli da 0,6" per un totale di 22,24 cm^2. La posizione dei cavi è illustrata nella Fig.5; sono stati disposti in modo che il cavo risultante parta dal baricentro nella sezione di appoggio, a 9 cm dall'intradosso della trave nella sezione di mezzeria. Lo schema statico che è stato utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata, quindi una cerniera ad una estremità ed un carrello all'altra estremità.

La scelta è dovuta ai dispositivi di appoggio utilizzati: alla estremità dove è stata ipotizzata la cerniera vi è un foro passante nella trave, nel quale è possibile inserire un perno che consente il collegamento con due mensole (forcella) uscenti dalla estremità superiore del pilastro, anche queste forate; alla estremità dove è stato ipotizzato il carrello vi è un appoggio in teflon che consente solo sposta-menti lungo l'asse della trave. In questo modo la forza orizzontale dovuta al vento, spingente sui pilastri di bordo, non viene tras-messa sui pilastri di centro.

Sono state previste due tipologie di pilastri (Fig.7 e Fig.8): la prima è costituita dai pilastri di bordo aventi altezza pari a 10.5 m e sezione quadrata costante di 80 × 80 cm, mentre l'altra è quella dei pilastri interni che hanno medesima altezza ma sezione che fino ad una altezza di 8.50 m è di 80 × 80 cm e superiormente vi è una rastremazione fino alla dimensione di 80 × 40 cm; questo per permettere l'ap-poggio della trave di copertura.

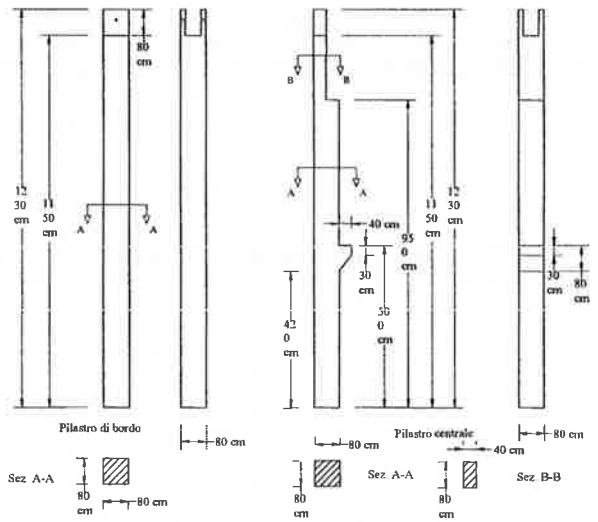


Fig.7: Pilastri di bordo

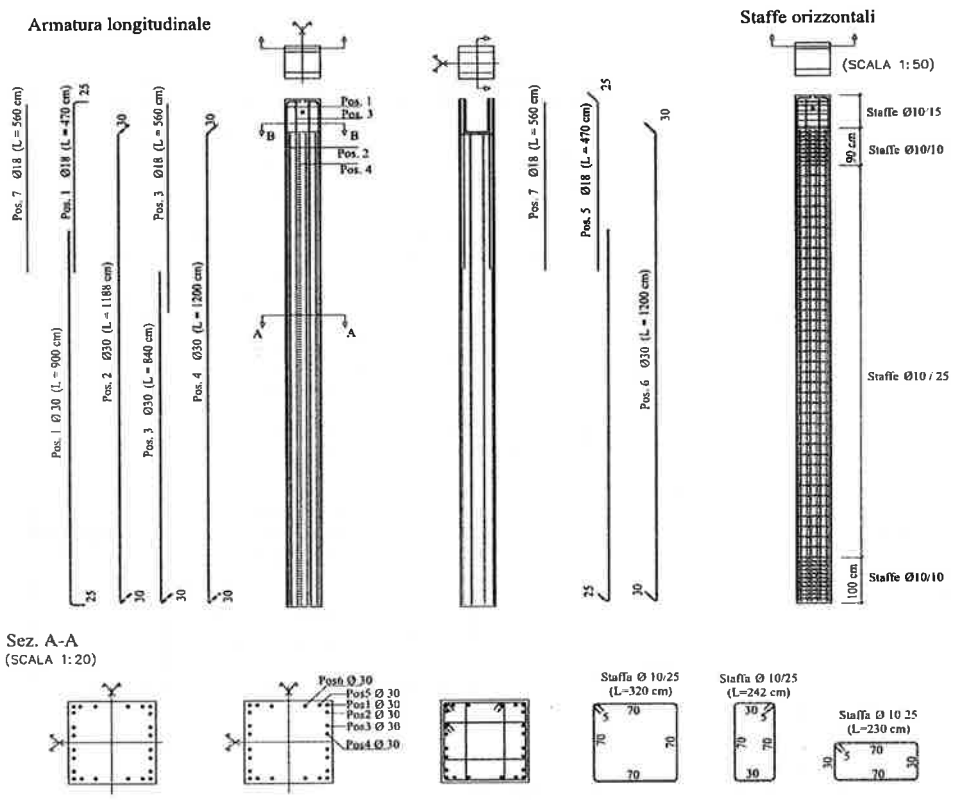


Fig.8: Progetto del pilastro di bordo.

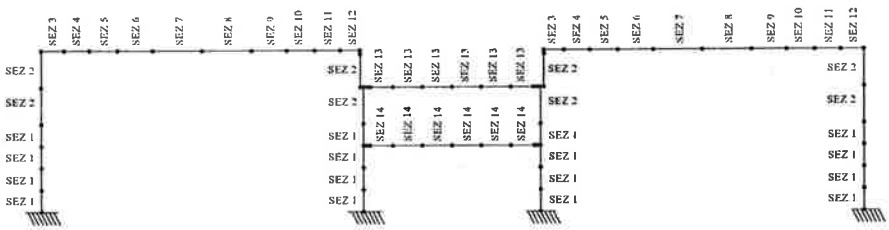


Fig.9: Modello discretizzato della struttura.

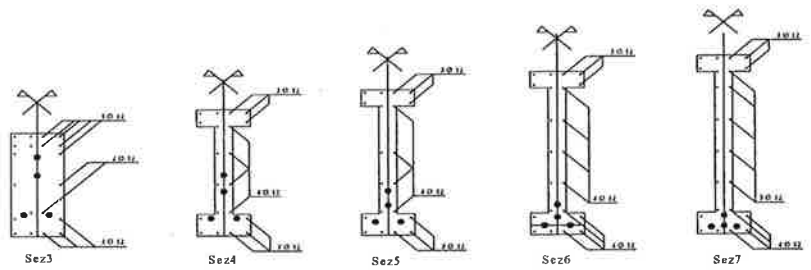


Fig.10: Discretizzazione delle sezioni delle travi precompresse.

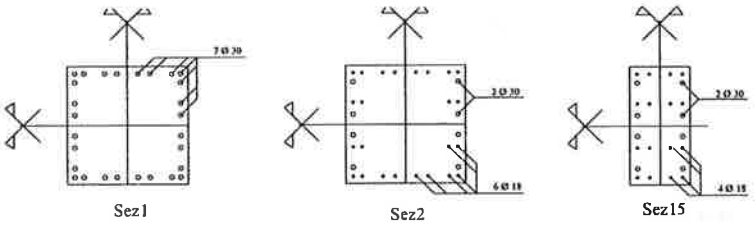


Fig.11: Discretizzazione delle sezioni dei pilastri.

Sulla seconda tipologia di pilastri è presente anche una mensola ad una altezza di 4.5 m dal piano di calpestio.

Alla base il pilastro si considera incastrato. Su entrambe le tipologie dei pilastri sono presenti delle mensole (forcelle) all'estremità superiore che consentono un sicuro alloggiamento della trave precompressa ad estradosso curvilineo, impedendone lo sbandamento trasversale.

Sulle sole mensole del pilastro di bordo si inserisce un tubolare in acciaio per consentire l'incernieramento della trave precompressa. Nello schema statico del pilastro, l'importante ipotesi che si è fatta è quella di far assorbire le forze orizzontali dovute al vento esclusivamente ai pilastri di bordo. Si prevede quindi, in testa ai pilastri interni, degli apparecchi di appoggio scorrevoli.

La discretizzazione ad elementi finiti utilizzata nella verifica non lineare farà riferimento al modello riportato nella Fig. 9.

Le travi precompresse con andamento dell'estradosso parabolico sono state discretizzate con più elementi finiti a sezione costante. Per descrivere in maniera fedele la forma della trave si sono definiti 10 elementi finiti posti simmetricamente rispetto alla mezzeria. Le sezioni utilizzate per questa discretizzazione sono riportate nella Fig10.

Le sezioni utilizzate per discretizzare i pilastri sono riportate nella Fig.11.

Per i materiali impiegati si è deciso adottare i seguenti parametri resistenti e di deformabilità:

$f_{cm} = 39.56$	$\varepsilon_{c1} = 2$ ‰	$\varepsilon_{cu} = 3.5$ ‰
$f_{sm} = 428.7$	$E_s = 205$ GPa	$\varepsilon_{su} = 1$ ‰
$f_{spk} = 1860$	$E_p = 205$ GPa	$\varepsilon_{pu} = 1$ ‰

Le variabili aleatorie complessive sono riportate nella seguente **Tabella 7**, mentre i carichi agenti sulla struttura sono indicati in **Tabella 8** e rappresentati nella Fig.12.

Sono state riprodotte circa 1500 simulazioni per ottenere dei valori sufficientemente approssimati del moltiplicatore dei carichi λ e del fattore di affidabilità strutturale β.

Tabella 7

Variabile	Tipo	μ	σ
Nodi telaio	Normale	(x_m, y_m)	50 [mm]
Dimensioni sezioni	Normale	(x_m, y_m)	5 [mm]
Area Barre	Normale	A_{sm}	2.5 %
Area Trefoli	Normale	A_{pm}	2 %
Posizione Barre	Normale	(x_m, y_m)	5 [mm]
Posizione Trefoli	Normale	(x_m, y_m)	3 [mm]
Tiro Trefoli	Normale	T_{pm}	5 %
Permanente	Normale	G_m	10 %
Accidentale	Normale	Q_m	30 %

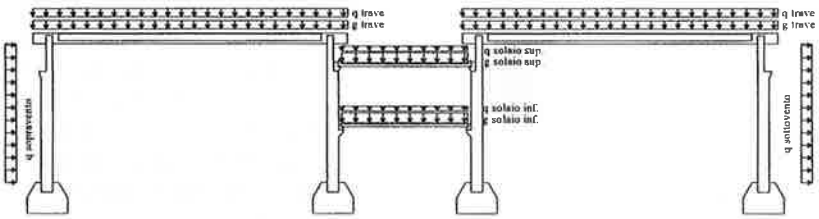


Tabella 8 (KN/m)

	g_m	q_m
Trave precompressa	33.1	6.4
Solaio centrale superiore	36.4	6.4
Solaio centrale inferiore	50.6	15.0
Pilastro sopra-vento		3.3
Pilastro sotto-vento		-1.8

Fig.12: Carichi applicati sul telaio.

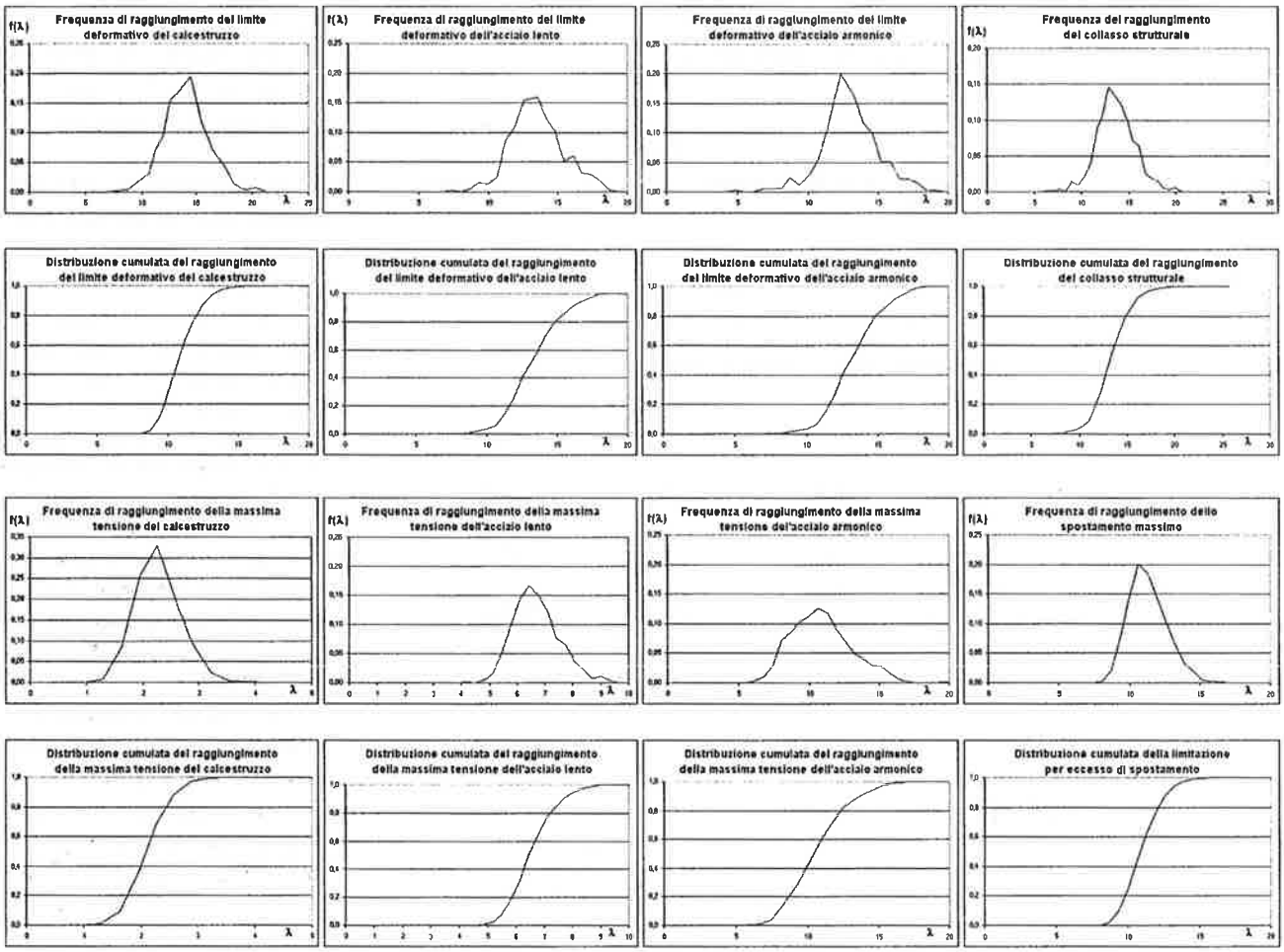


Fig.13: Frequenze e distribuzione cumulata degli stati limite analizzati

Il raggiungimento degli stati limite riportati in Fig.13 si può riassumere con i valori del coefficiente moltiplicatore dei carichi medio λ e dell'indice di affidabilità β, riportati nella **Tabella 9**.

Tabella 9	λ	β
Stati limite ultimi		
Collasso strutturale [U8]	13.17	6.58
Deformazione max calcestruzzo [U5]	13.26	6.73
Deformazione max acciaio lento [U6]	13.08	6.66
Deformazione max acciaio armonico [U7]	12.61	4.92
Stati limite di esercizio		
Tensione max calcestruzzo [E1]	1.94	4.84
Tensione max acciaio lento [E2]	6.38	7.75
Tensione max acciaio armonico [E3]	10.43	4.89
Deformazione strutturale eccessiva [E4]	10.81	8.06

Nelle Figg.14-20 sono riportate le incidenze percentuali di tutti gli elementi nel raggiungimento di tutti gli stati limite considerati. Si può osservare che:

- Lo stato limite di raggiungimento della tensione massima di esercizio nel calcestruzzo si ha per bassi valori del moltiplicatore ed accade sempre nella trave precompressa: questo perché la precompressione ha già portato inizialmente a forti tensioni nel calcestruzzo. La dispersione dei risultati è bassa sia in termini di valori ottenuti che di elementi che si rompono: si ottiene quindi un indice di affidabilità sufficientemente elevato.
- Lo stato limite di esercizio per il raggiungimento del massimo spostamento risulta non limitante perché la precompressione della trave evita la fessurazione della stessa quindi la riduzione di rigidezza e la corrispondente crescita delle deformazioni; ovviamente tale stato viene raggiunto con elevato coefficiente di sicurezza nella zona centrale delle travi.
- Gli stati limite ultimo di deformazione e tensione massima in esercizio dell'acciaio lento non si raggiungono solo nella trave precompressa ma anche al piede del pilastro sopra-vento, per i momenti dovuti sia al vento che allo spostamento non piccolo del pilastro.
- Lo stato limite ultimo più restrittivo è quello del raggiungimento della deformazione massima dell'acciaio armonico che comunque fornisce un indice di sicurezza sufficientemente elevato.

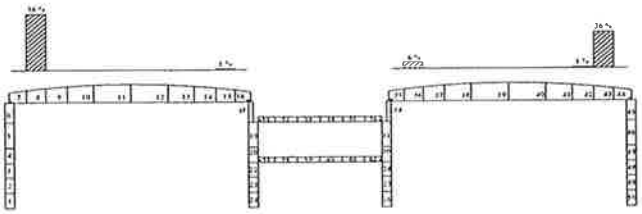


Fig.14: Incidenza percentuale dello stato limite di esercizio per il raggiungimento della tensione massima nel calcestruzzo.

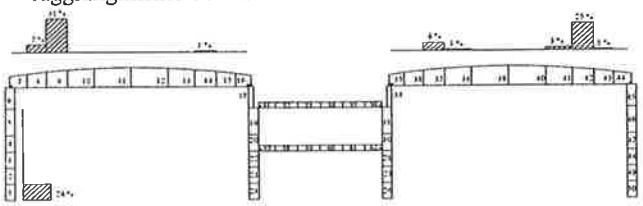


Fig.15: Incidenza percentuale dello stato limite di esercizio per il raggiungimento della tensione massima nell'acciaio lento.

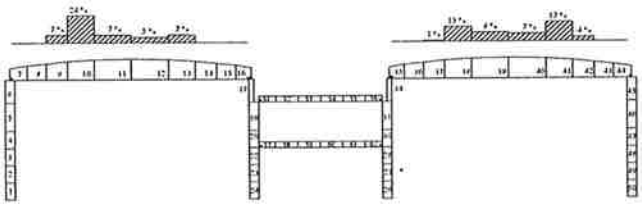


Fig.16: Incidenza percentuale dello stato limite di esercizio per il raggiungimento della tensione massima nell'acciaio armonico.

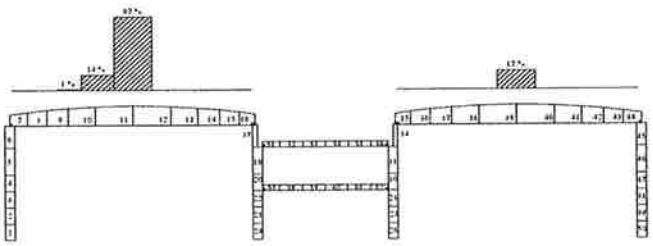


Fig.17: Incidenza percentuale dello stato limite di esercizio per il raggiungimento di una deformazione eccessiva.

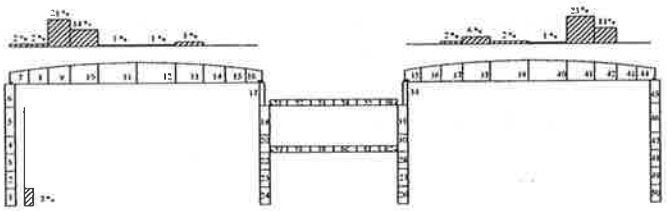


Fig.18: Incidenza percentuale dello stato limite ultimo per il raggiungimento della massima deformazione nel calcestruzzo.

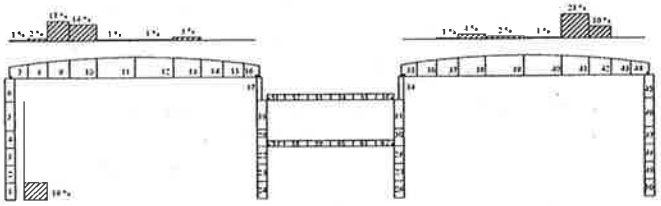


Fig.19: Incidenza percentuale dello stato limite ultimo per il raggiungimento della massima deformazione nell'acciaio lento.

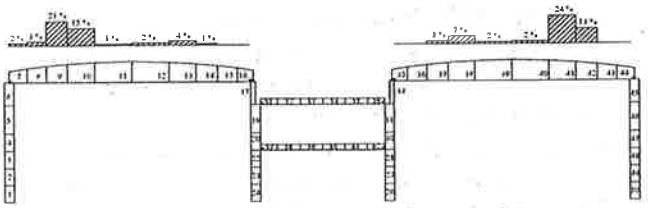


Fig.20: Incidenza percentuale dello stato limite ultimo per il raggiungimento della massima deformazione nell'acciaio armonico.

7. CONCLUSIONI

Valutare numericamente il coefficiente di affidabilità β di un'opera risulta un compito oneroso (per la molteplicità dei calcoli da svolgere al fine di determinare una sufficiente campionatura) e delicato (per l'utilizzo dell'analisi non lineare che può portare a soluzioni matematicamente esatte ma fisicamente inaccettabili): questo comporta che la scelta di risolvere il problema strutturale con l'approccio finora descritto sia comunque limitato a casi di reale necessità.

L'analisi strutturale che tiene conto dell'aleatorietà dei parametri in gioco può però essere implementata e resa automatica grazie ad una impostazione probabilistica che si muova nell'ottica del metodo Monte Carlo. Da una impostazione di questo tipo si rendono disponibili una serie di informazioni aggiuntive che permettono di individuare in maniera immediata il comportamento complessivo e gli elementi che producono il collasso strutturale dell'opera, fornendo quindi utili indicazioni progettuali riguardanti il comportamento strutturale valutato in termini numerici.

BIBLIOGRAFIA

[1] G. Beligiardi: *Strumenti statistici per la meccanica sperimentale e l'affidabilità*, Libreria Editrice Universitaria – Levrotto&Bella Torino, 1996.

[2] F. Biondini, F. Bontempi, P. G. Malerba: *Analisi di affidabilità di strutture di c.a. c.a.p. mediante simulazione in campo non lineare*, Studi e Ricerche – Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. Fratelli Pesenti, 1997.

[3] F. Bontempi: *Analisi della capacità resistente e della vita residua delle strutture esistenti*, Tecniche di progetto avanzate CISM – Udine, 1998.

[4] F. Bontempi: *Strutture Prefabbricate*, Appunti del corso A.A. 1998-1999.

[5] F. Bontempi, P. G. Malerba, E. F. Radogna: *Ruolo dell'analisi non lineare nella valutazione della capacità prestazionale residua e nella misura della sicurezza di strutture ammalorate in c.a. prima e dopo riabilitazione strutturale*, dispense da: Giornate aicap '99 "Lo sviluppo del cemento armato e del precompresso in Italia e la lezione di questo secolo" – Torino 4/6 Novembre.

[6] W. Cheney – D. Kincain: *Numerical mathematics and computing*, Brooks/Cole Publishing Company – Monterey California, 1980.

[7] E. Donaggio: *Manuale del calcestruzzo armato, materiali e teorie di dimensionamento*, Zanichelli Editore S.p.A. – Bologna, 1990.

[8] S. Nowak – K. R. Collins: *Reliability of Structures*, Mc Graw-Hill Higher Education, 2000.

[9] E. F. Radogna: *Tecnica delle costruzioni* – Masson ESA – Milano, 1995.

[10] J. Schneider: *Introduction to safety and reliability of structure*, Structural Engineering Documents – I.A.B.S.E., A.I.P.C., I.V.B.H., 1996.

[11] Zanini: *Elementi di affidabilità*, Realizzazione Società Editrice Esculapio – Bologna, 1991.

[12] Collana di Ingegneria Strutturale n°10. A cura di P. G. Malerba: *Analisi limite e non lineare di strutture in calcestruzzo armato*, C.I.S.M. – Udine, 1998.

SVILUPPO ED IMPLEMENTAZIONE DI UN LEGAME COSTITUTIVO CON FORMULAZIONE ESPLICITA PER L'ANALISI TRIDIMENSIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

Luca Sgambi[1], Antonella Frigerio[2], Francesco Chillé[3], Franco Bontempi[4]

[1] Dottorando in Ingegneria Strutturale, Università di Roma «La Sapienza», Diplomato alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. «F.lli Pesenti», Politecnico di Milano.
[2] Ricercatrice, Centro di Ricerca ENEL.Hydro, Polo idraulico e strutturale, Milano.
[3] Ricercatore, Centro di Ricerca ENEL.Hydro, Polo idraulico e strutturale, Milano.
[4] Professore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza».

SOMMARIO

Obiettivo di questo lavoro è lo sviluppo e l'implementazione di un legame costitutivo adatto all'analisi di strutture in cemento armato tridimensionali il cui schema risolutivo sia formulato in modo esplicito. In particolare si vuole cogliere in modo soddisfacente la risposta di strutture sottoposte a carichi ciclici in cui è necessario considerare fenomeni come la richiusura delle fessure, il differente danneggiamento tra i campi in trazione ed i campi in compressione, la possibilità che le tensioni principali seguano percorsi di carico non radiali.

SUMMARY

Objective of this job is the development of a constituent law adapted for to analyse of three-dimensional structures in armed concrete whose resolutive scheme is formulated in explicit way. In particular the answer of structures is wanted to be picked in satisfactory phenomena as the closing of the fissures, the different damage between the fields in traction and the fields in compression and the possibility that not radial path of the principal tensions.

1. INTRODUZIONE

Nell'analisi delle strutture in calcestruzzo armato sono state utilizzate in letteratura numerose modellazioni differenti, alcune basate sulla meccanica della frattura altre su modelli elastici non lineari. Gli approcci adottati possono poi essere a fessura discreta oppure a fessura diffusa, ad angolo rotante o ad angolo fisso. Il comportamento del calcestruzzo, sotto carichi monotoni, risulta oggi descritto con un'accuratezza accettabile da numerosi modelli. Meno comuni sono le modellazioni che si prefiggono lo scopo di descrivere il comportamento del calcestruzzo in presenza di carichi ciclici, in particolare modo con cicli aventi inversioni di carico. Il comportamento complesso del calcestruzzo sottoposto a carichi ciclici comporta la necessità di dover effettuare delle ipotesi semplificative per riuscire ad affrontare il problema ed ottenere dei risultati validi su strutture interessanti da un punto di vista ingegneristico. Molti modelli presenti in letteratura presentano legami costitutivi ortotropi durante le fasi di carico del materiale, ma che vengono assunti isotropi durante le fasi di scarico e di ricarico. In effetti l'ortotropia del materiale è una caratteristica di rilievo nell'analisi di strutture in C.A., soprattutto se soggette ad elevate azioni di taglio.

Tenere conto di uno stato tensionale ortotropo durante le azioni di carico, scarico e ricarico pone notevoli problemi sia teorici che numerici, perché non variano solo i valori delle quantità che definiscono lo stato di danno durante la storia di carico, ma anche l'orientamento delle direzioni principali. Il presente lavoro è il risultato delle attività svolte in [3]. Riprendendo le ipotesi introdotte da Vecchio in [9] per tenere conto dell'ortotropia in fase di scarico, si è formulato ed implementato un legame di materiale adatto all'analisi di strutture in C.A. tridimensionali sottoposte a carichi ciclici generici. Il legame è stato formulato sulla base dei modelli di tipo CFT ed MCFT [2], [8]: la risposta globale viene quindi calcolata in funzione dei legami uniassiali che si ritengono validi lungo le 3 direzioni principali. Di fondamentale importanza risulterà perciò il singolo legame uniassiale (par. 2), e le leggi che governano lo scarico e il ricarico del materiale (par. 3).

2. LEGAME UNIASSIALE

La legge uniassiale può essenzialmente dividersi in 3 parti: un legame di inviluppo, un legame per lo scarico ed il ricarico ed una legge che governa le deformazioni residue. Si assume la curva di inviluppo del legame sforzo deformazioni del calcestruzzo coincidente con la curva di risposta uniassiale. Nel caso di uno stato di compressione si adotta la seguente relazione parabolica:

$$\sigma_i = \begin{cases} \sigma_p \cdot \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \cdot \left(2 - \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) & se\ \varepsilon > 2 \cdot \varepsilon_0 \\ 0 & se\ \varepsilon < 2 \cdot \varepsilon_0 \end{cases}$$

dove ε_0 è la deformazione riscontrata nel vertice della parabola (tensione massima = σ_p). Per il caso di trazione ci si riferisce al legame [2], [8]:

$$\sigma_i = \begin{cases} E_0 \cdot \varepsilon_i & se\ \varepsilon_i < \varepsilon_{cr} \\ \dfrac{E_0 \cdot \varepsilon_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_i}} & se\ \varepsilon_i > \varepsilon_{cr} \end{cases}$$

dove ε_{cr} è la deformazione di prima fessurazione per il calcestruzzo (si può assumere pari a 0.00008). Da notare che tali relazioni non sono vincolanti e potranno essere sostituite con altre relazioni, se necessarie.
Durante l'analisi ciclica il comportamento del calcestruzzo non si mantiene sulle curve di inviluppo, ma subisce dei cicli di scarico e ricarico. Il legame utilizzato di scarico e ricarico per il calcestruzzo in compressione ($\varepsilon_{ci} < 0$) è il seguente:

$$\sigma_i = \begin{cases} 0 & se \quad \varepsilon_{ci} > \varepsilon_{ci}^r \\ (\varepsilon_{ci} - \varepsilon_{ci}^r) \cdot \dfrac{\sigma_{cim}}{\varepsilon_{cim} - \varepsilon_{ci}^r} & se\ \varepsilon_{ci}^r > \varepsilon_{ci} > \varepsilon_{cim} \end{cases}$$

dove ε_{ci}^r indica la deformazione residua di compressione e ε_{cim} è la deformazione massima che si è verificata lungo la direzione in esame. La legge di scarico ricarico a compressione è perciò una semplice bilatera che congiunge il punto (0,0) con il punto (0, ε_{ci}^r) ed il punto (0, ε_{ci}^r) con il punto (σ_{cim}, ε_{cim}). Per il calcestruzzo in trazione si assume un legame di scarico e ricarico di tipo secante:

$$\sigma_i = \frac{\varepsilon_{ti} \cdot \sigma_{tim}}{\varepsilon_{tim}}$$

che rappresenta la relazione che congiunge il punto (σ_{tim} , ε_{ti}) con il punto (0,0). Nelle precedenti relazioni le deformazioni che contengono una *m* nel pedice sono da intendersi le massime raggiunte durante l'analisi, mentre le tensioni con pedice *m* sono gli sforzi ad esse relativi, da calcolarsi nel passo corrente tramite il legame di inviluppo. Naturalmente in un problema a 3 dimensioni non si può tenere conto solo delle deformazioni massime raggiunte, ma occorrerà legarle alle direzioni in cui si sono verificate (par. 3).
Il modello implementato prevede deformazioni residue solo in caso di compressione. Il valore di tali deformazioni viene calcolato imponendo una pendenza del ramo di scarico parallela alla pendenza nell'origine. Quando la tensione viene calcolata con la legge di inviluppo, le deformazione residue in compressione vengono aggiornate secondo la formula:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_m - \frac{\sigma_I}{E_0}$$

Essendo la tensione di inviluppo univocamente definita rispetto alla deformazione massima raggiunta (ε_m), ne consegue che anche la deformazione residua è univocamente definita.

3. IPOTESI DI CARICO E SCARICO

Siccome il problema è tridimensionale e si vuole mantenere l'ortotropia sia in fase di carico che in fase di scarico, non è sufficiente memorizzare il solo valore delle deformazioni massime raggiunte, ma sono necessarie anche delle informazioni riguardo le direzioni in cui si sono verificate.
Operativamente i controlli di scarico e ricarico in trazione vengono eseguiti aggiornando ad ogni passo di carico il tensore delle massime deformazioni, mentre in caso di compressione è sufficiente il tensore delle deformazioni residue, entrambi definiti nel sistema di riferimento globale. Questi due tensori non vengono aggiornati nel sistema di riferimento globale, ma in quello principale corrente (in cui le deformazioni taglianti sono nulle), ad ogni passo si procede perciò alla rotazione dei due tensori, all'aggiornamento dei loro termini diagonali (se necessario) ed alla loro

memorizzazione, dopo averli di nuovo portati nel sistema di riferimento globale. Con le informazioni sopra descritte è possibile, tramite opportuni algoritmi riportati in [3], decidere se la tensione principale deve essere calcolata con la legge di inviluppo o con la legge di scarico ricarico.

4. RIPRODUZIONE DEI DOMINI DI KUPFER E DI BRESLER

Come prime elaborazioni numeriche si è riprodotto il dominio di rottura del calcestruzzo sottoposto ad un campo di sforzi normali biassiali. La curva di riferimento è quella sperimentale, ottenuta da Kupfer e Gerstle nel 1973 [4]. Si sono considerate le storie di carico riassumibili nel presente schema:

Storia 1	Carico radiale monotono
Storia 2	Carico non radiale monotono
Storia 3	Carico non radiale monotono
Storia 4	Carico non radiale monotono
Storia 5	Carico non radiale con scarico
Storia 6	Carico non radiale con scarico e ricarico

Il diagramma risultante dall'interpolazione dei valori ultimi rinvenuti, con gli andamenti delle tensioni sino a rottura, è riportato in Figura 1, in cui le stellette indicano il raggiungimento della superficie di rottura.
La superficie di rottura risulta chiusa convessa e riproducente in maniera abbastanza approssimata superficie sperimentale.
In Figura 2 si riporta più chiaramente l'andamento delle tensioni lungo la storia di carico 6. La storia di carico 6 presenta un ciclo di carico, scarico e ricarico in direzione Y, mentre in direzione X si ha un carico ed uno scarico (dopo un intervallo costante). Inizialmente la curva $\sigma_x - \sigma_y$ ricalca quelle delle storie 2 e 5; raggiunto il tempo di 0.1 secondi si verifica però uno scarico in direzione Y mentre la deformazione in direzione X che viene mantenuta costante. La parte di curva rappresentativa di questo tratto di storia comprende un tratto verticale ed un tratto orizzontale. Il tratto orizzontale sull'asse σ_x nasce per come è formulato il legame uniassiale e rappresenta le deformazioni residue che si sono sviluppate nel precedente carico. Successivamente nella curva $\sigma_x - \sigma_y$ si evidenzia un tratto lineare, dovuto al ricarico in direzione Y, sino al valore σ_y a cui si era verificato lo scarico, dopodiché si ha un andamento parabolico sino a rottura.
In seguito si è voluto riprodurre il dominio sperimentale ottenuto da Bresler e Pister nel 1958 per il caso di calcestruzzi sottoposti a sforzi di taglio - compressione, taglio - trazione. Anche in questo caso i risultati sperimentali sono colti in maniera sufficientemente corretta.

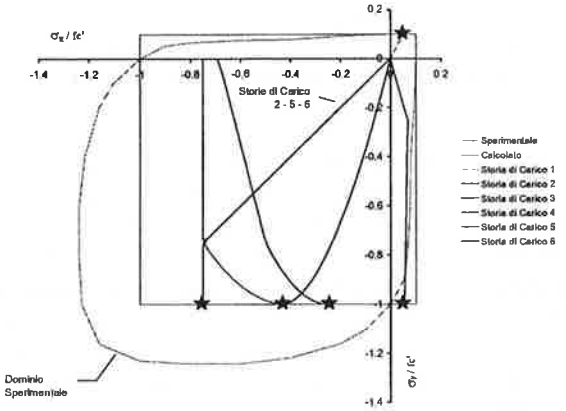


Figura 1: Dominio di rottura di Kupfer e risultati numerici delle 6 storie di carico.

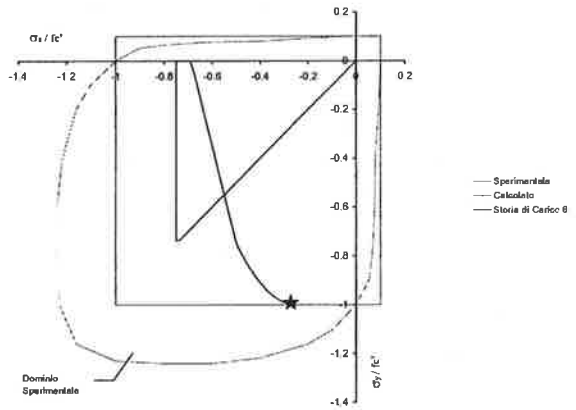


Figura 2: Percorso di carico numero 6.

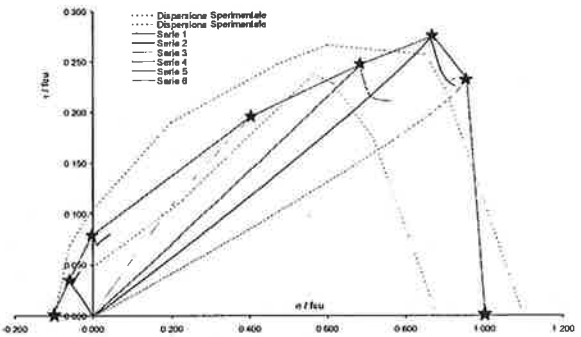


Figura 3: Dominio sperimentale di Bresler - Pister e percorsi di carico numerici.

5. ELABORAZIONI NUMERICHE SU UN PANNELLO SOTTOPOSTO A STORIA DI TAGLIO – COMPRESSIONE CICLICA

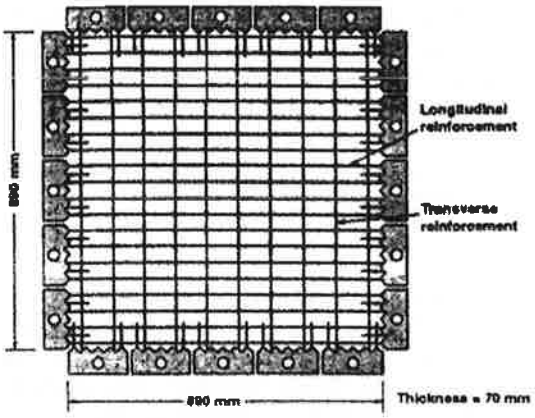
In queste prove si vuole analizzare la risposta del modello di materiale implementato qualora il calcestruzzo sia soggetto ad una storia di carico generica. I pannelli analizzati fanno parte di una campagna sperimentale eseguita presso l'università di Toronto (Canada) con lo scopo di raccogliere dati sperimentali sufficienti, in grado di validare i modelli numerici atti a descrivere il comportamento ciclico del calcestruzzo armato [9].

Si sono considerati tre pannelli (PDV1, PDV2, PDV3) di dimensioni 890x890x70 mm, aventi armatura ortogonale. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo variano a seconda del pannello, ma rientrano nelle caratteristiche dei calcestruzzi di uso comune (f_c' = 26.6 - 23.7 - 34.1 MPa). Le caratteristiche meccaniche dell'armatura si mantengono invece costanti nei vari pannelli e corrispondono, per l'armatura orizzontale, ad una percentuale ρ_x = 1.82% e ad uno snervamento di f_{yx} = 282 MPa, mentre per l'armatura verticale a ρ_y = 0.91% e f_{yy} = 282 MPa. Dettagli riguardanti le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli provati sperimentalmente sono disponibili in Figura 4 ed in Figura 5.

Tutti i pannelli sono soggetti ad una storia di carico biassiale di compressione e di taglio in modo che sia rispettata la proporzione fn_x; fn_y; ν = -0.4; -0.4; 1.0. Il pannello PDV1 è soggetto ad una storia di carico di tipo monotono; il pannello PDV3 ad una storia ciclica unidirezionale (senza inversione di segno) e il pannello PDV2 ad una storia di carico di taglio ciclico (con inversione di segno). La differenza del ramo di softening tra la risposta sperimentale del calcestruzzo a compressione e quella del modello utilizzato (parabolico) ha poca rilevanza in quanto si è constatato che le tensioni principali di compressione rimangono confinate tra l'origine ed il valore di picco. Le armature sono state discretizzate ponendo 5 barre in direzione X e 5 barre in direzione Y di area tale da rispettare le percentuali di armatura sperimentali.

Il Pannello PDV1 è soggetto ad una storia di carico di tipo monotono crescente sia per quanto riguarda le forze di taglio sia per le forze di compressione. In Figura 6 si riporta la risposta sperimentale e la risposta numerica (punteggiata in rosso la curva sperimentale). Il confronto tra la risposta numerica e quella sperimentale fornisce risultati buoni; la curva numerica segue quella sperimentale, dapprima sottostimandola ed in seguito sovrastimando il carico ultimo di circa il 10%. In condizioni ultime tuttavia si verificano fenomeni che una modellazione semplificata come quella eseguita non è in grado di prevedere.

La curva numerica coglie tutti gli aspetti essenziali della risposta strutturale.



(a)

Panel	PDV1	PDV2	PDV3
f_c' (MPa)	26.6	23.7	34.1
ϵ_0 ($\times 10^{-3}$)	1.62	1.63	1.69
ρ_x (%)	1.82	1.82	1.82
f_{yx} (MPa)	282	282	282
ρ_y (%)	0.91	0.91	0.91
f_{yy} (MPa)	282	282	282
Loading	Monotonic	Reversed cyclic	Cyclic

(b)

Figura 4: (a) Pannello tipo utilizzato per le prove sperimentali, (b) Caratteristiche meccaniche dei pannelli testati.

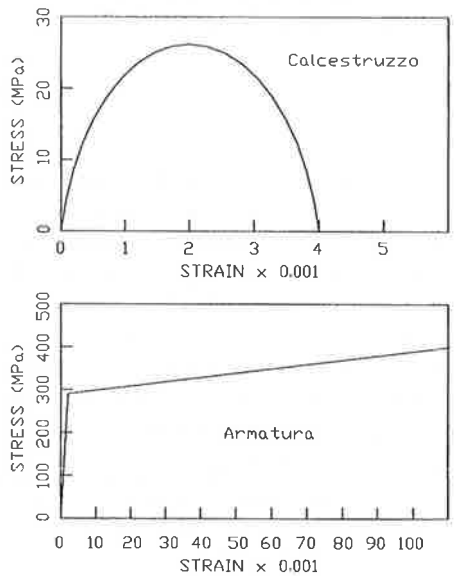


Figura 5: Leggi costitutive monotone utilizzate per l'analisi numerica.

Si evidenzia un primo tratto della curva approssimativamente lineare, un brusco tratto orizzontale indice dell'avvenuta fessurazione del calcestruzzo (raggiungimento della tensione di rottura a trazione lungo una direzione principale) e tre tratti, approssimativamente rettilinei. Se il pannello non avesse armatura, il punto A rappresenterebbe la crisi della struttura; tale crisi non avviene perché la fessurazione e la successiva ortotropia della matrice del calcestruzzo trasferiscono i successivi incrementi di sforzo sulle barre di armatura, che rimangono ancora in campo elastico per il tratto AB. La pendenza del tratto AB è legata essenzialmente alla pendenza del ramo elastico dell'acciaio ed alla percentuale di armatura presente nel pannello. Il punto B rappresenta il punto in cui la rete di armatura si snerva in una delle due direzioni; il pannello possiede ancora una certa portanza in quanto nella direzione snervata la rigidezza tangente dell'armatura non è nulla e in direzione perpendicolare la rete è ancora in campo elastico. Il carico può perciò essere ulteriormente aumentato sino al raggiungimento del punto C (snervamento dell'armatura nella seconda direzione). La pendenza del tratto BC è naturalmente inferiore alla pendenza del tratto AB in quanto l'armatura in una direzione ha subito lo snervamento e la sua rigidezza tangente si è abbassata notevolmente. Dopo il punto C entrambe le armature (X e Y) risultano snervate; rimane una piccola portanza supplementare accreditata al ramo post-snervamento dell'acciaio, ma data la bassa rigidezza tangente assunta per il ramo plastico dell'acciaio, il pannello giunge ben presto alla crisi.

Importante è ciò che accade nel punto A. Tale punto rappresenta la fessurazione del calcestruzzo ovvero il raggiungimento della resistenza massima di trazione. Essendo la curva di risposta monotona a trazione del calcestruzzo ad andamento fragile, si ha una brusca variazione nella risposta strutturale, quasi una discontinuità del 1° ordine (un salto). Durante questo breve periodo l'angolo delle tensioni principali inizia a ruotare per cercare nuove posizione di equilibrio, ma data la brevità del fenomeno il processo di integrazione esplicita nel tempo interpreta il fenomeno come "rottura dinamica" e la risposta comporta oscillazioni attorno alla posizione di equilibrio statico, dovute alla presenza di forze d'inerzia, che tendono comunque a scomparire. In definitiva i risultati complessivi per il pannello PDV1 appaiono buoni.

Il Pannello PDV2 è soggetto ad una storia di carico di taglio di tipo ciclico con inversione di segno. In Figura 7 si riporta la risposta sperimentale e numerica del pannello che appare di tipo isteretico degradante. Il confronto tra le due risposte fornisce risultati accettabili.

Come nel caso del pannello PDV1, si evidenziano oscillazioni all'atto della fessurazione del calcestruzzo dovute al comportamento fragile in trazione. Lievi oscillazioni sono anche presenti negli attimi in cui si inverte il carico per la presenza di una discontinuità del 2° ordine nella storia di carico (punto angoloso).

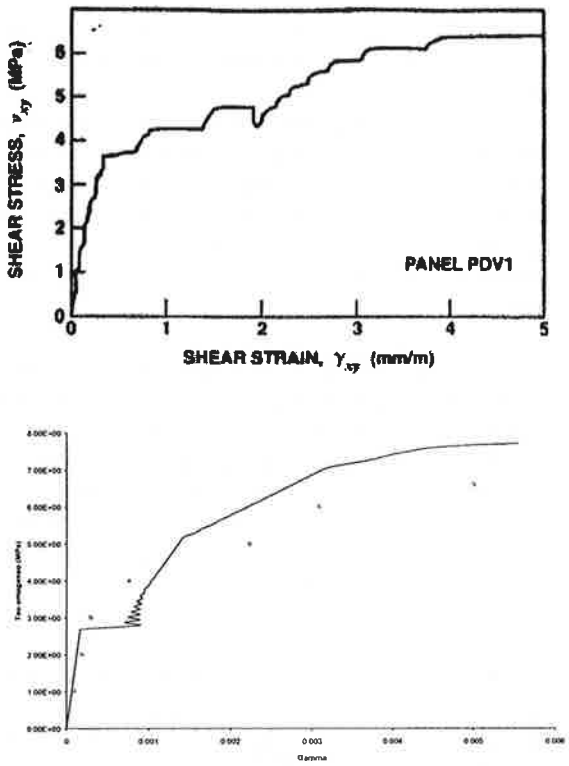


Figura 6: Risposta sperimentale e numerica del pannello PDV1.

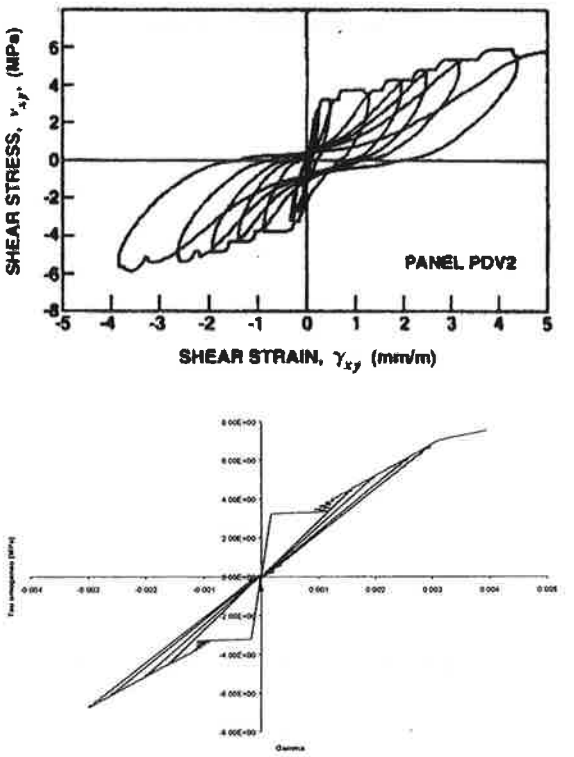


Figura 7: Risposta sperimentale e numerica del pannello PDV2.

Altre oscillazioni si verificano durante il passaggio da scarico di compressione a ricarico in trazione e viceversa, dovute alle discontinuità presenti nel legame uniassiale.
Anche se le deformazioni residue sono sottostimate, la risposta numerica ottenuta si presta ad essere una buona approssimazione della risposta sperimentale.
In particolare il modello riesce a considerare carichi, scarichi e ricarichi tenendo in considerazione l'ortotropia del materiale in ogni fase della storia di carico.
Il Pannello PDV3 è soggetto ad una storia di carico ciclica unidirezionale (senza inversione di segno) sia per quanto riguarda le forze di taglio sia per le forze di compressione. In Figura 8 si riporta la risposta sperimentale e numerica del pannello. Il confronto tra la risposta numerica e quella sperimentale evidenzia quanto appurato nell'analisi del pannello PDV2: le deformazioni residue sono sottostimate, ma la curva di risposta è tutto sommato accettabile.

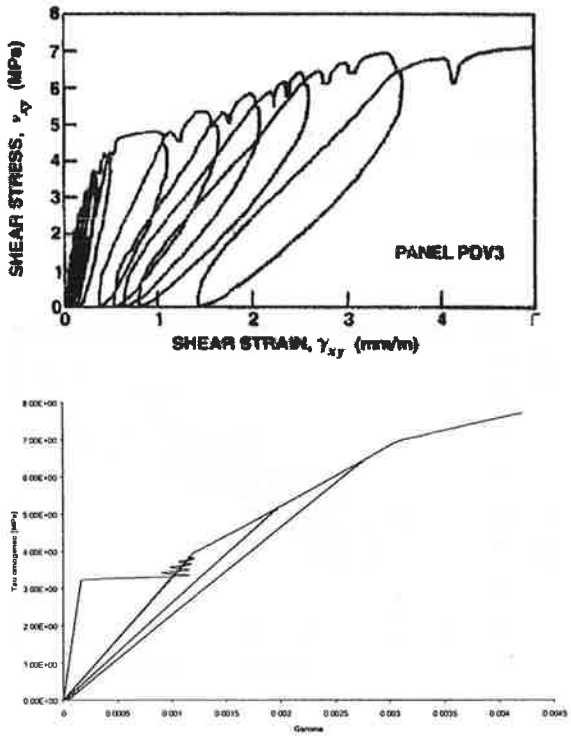


Figura 8: Risposta sperimentale e numerica del pannello PDV3.

6. ANALISI DI UNA PARETE DI TAGLIO

Per validare la subroutine di materiale si è eseguita l'elaborazione di una parete in C.A. sottoposta a notevoli sforzi ciclici di taglio. La struttura esaminata fa parte della campagna sperimentale eseguita da Oesterle e riportata in [6]. La parete in esame viene indicata col nome di Wall B2 e misura 1910 mm di larghezza per 4570 mm di altezza. Lo spessore nella parte centrale è di 102 mm, mentre ai bordi aumenta formando due flange a sezione quadrata di lato 305 mm. La geometria viene riportata in Figura 9.

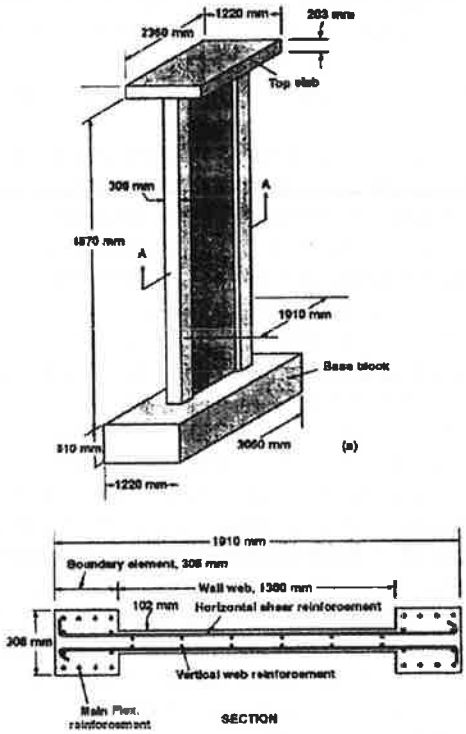


Figura 9: Dettagli geometrici della parete PCA Wall B2 provata sperimentalmente da Oesterle [6].

Come si nota dalla figura, il basamento della parete è composto da un blocco massiccio in calcestruzzo, mentre in sommità la parete termina con un piastra rettangolare di 2360 x 1220 mm fortemente armata, utilizzata probabilmente per diffondere il carico applicato sulla sezione del muro ed evitare la rottura per schiacciamento nei punti di applicazione. Le armature presenti si possono riassumere in termini di percentuali e caratteristiche come:

Zona	Arm. Orizz. %	Arm. Orizz. f_Y (MPa)	Arm. Vert. %	Arm. Vert. f_Y (MPa)
Anima	0.63	533	0.29	533
Flangia	0.63	533	3.67	410
Piastra Sup.	3.00	600	3.00	600

La piastra di sommità è soggetta a degli spostamenti laterali ciclici, di ampiezza sempre crescenti che causano il danneggiamento del calcestruzzo. Dato il rapporto Altezza / Larghezza della parete pari a 2.4 circa, è chiaro che il comportamento non può essere assimilato a quello di trave alla De Saint Venant, in

quanto risulteranno in essa ampie zone di diffusione ed elevate deformazioni di taglio, rispetto a quelle di flessione. Queste caratteristiche (proprie di travi cosiddette "alte") fanno di questo test una prova severa per quanto riguarda la validazione del modello implementato. Le notevoli deformazioni cicliche taglianti causano una continua rotazione di tutti i tensori considerati e permettono di esaminare la validità delle ipotesi introdotte nel paragrafo 3.

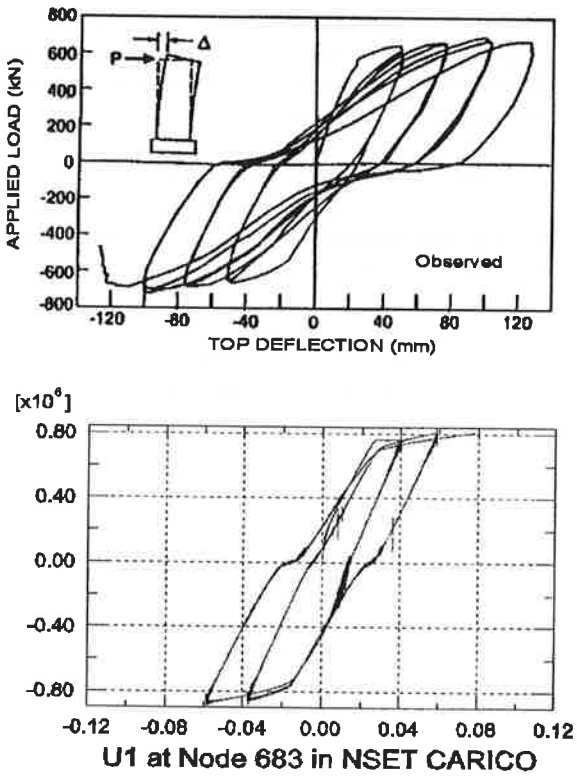


Figura 10: Risposta sperimentale e numerica della parete di taglio.

A differenza della prova sperimentale si sono eseguiti solamente 2 cicli completi, tuttavia si può già notare la la buona accuratezza della risposta. Il carico massimo viene sovrastimato di poco ed il ciclo di ricarico termina vicino al punto in cui si era iniziato lo scarico. A parte le oscillazioni presenti, di cui si è già parlato nel paragrafo precedente, la curva risulta accettabile.
Dalla Figura 11 alla Figura 15 si riporta l'evoluzione della zona fessurata. Le immagini rappresentano infatti l'entità della deformazione principale di trazione. La colorazione è stata eseguita evidenziando con colori estremi le zone con $\varepsilon_t < 0.00008$ (zone non fessurate o con apertura di fessura piccola) e quelle con $\varepsilon_t > 0.0104$ (zone con elevata fessurazione). Dal susseguirsi di immagini si può notare come la fessurazione evolve durante i cicli, che causano la continua aperture e chiusura delle fessure.

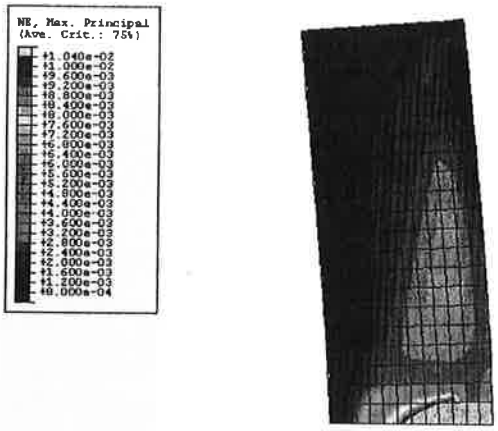


Figura 11: Evoluzione temporale delle zone fessurate: primo massimo spostamento imposto verso sinistra.

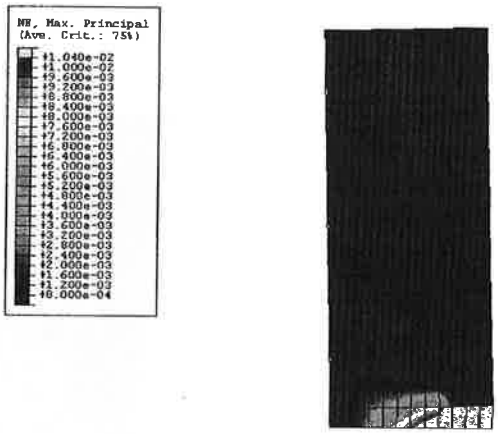


Figura 12: Evoluzione temporale delle zone fessurate: scarico da sinistra.

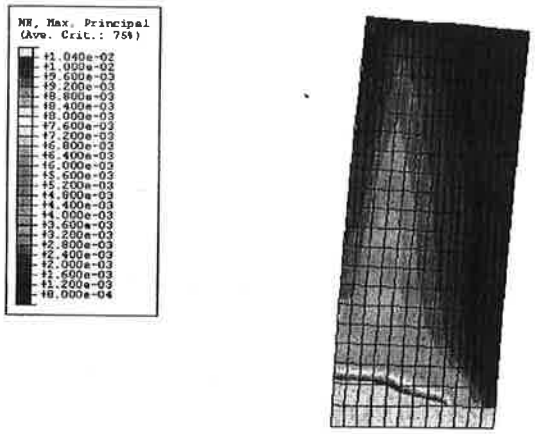


Figura 13: Evoluzione temporale delle zone fessurate: primo massimo spostamento imposto verso destra.

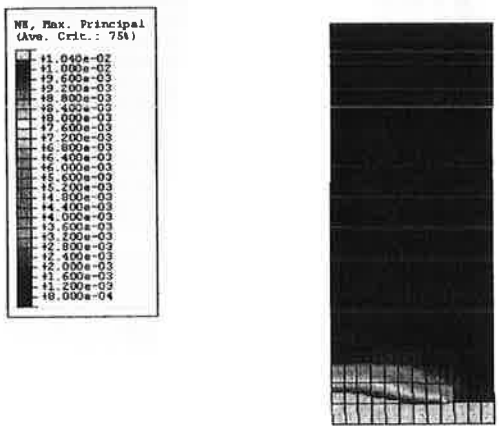


Figura 14: Evoluzione temporale delle zone fessurate: scarico da destra.

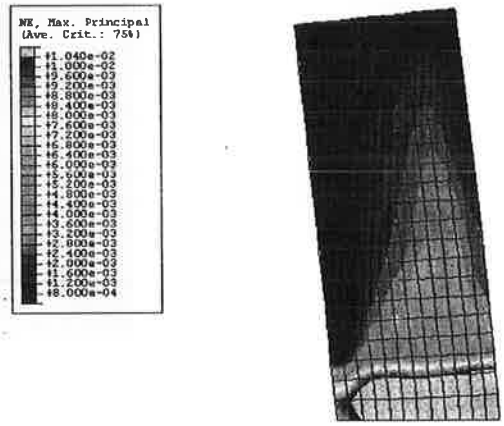


Figura 15: Evoluzione temporale delle zone fessurate: secondo massimo spostamento imposto verso sinistra.

7. BIBLIOGRAFIA

1. BIONDINI F. - 2000, "*Strutture da ponte soggette ad azioni di tipo sismico. Modellazione ed ottimizzazione*", **Tesi di Dottorato**, Politecnico di Milano.

2. BONTEMPI F, MALERBA P.G., ROMANO, - 1994, "*Il modello MCFT nell'analisi per elementi finiti di strutture piane in C.A.*", **Studi e ricerche**.

3. CHILLÉ F., FRIGERIO A., - 2001 "*Sviluppo e implementazione di un legame costitutivo con formulazione esplicita per analisi di strutture in cemento armato tridimensionali soggette a storie di carico generiche*", **ENEL.Hydro – PIS**, Milano.

4. KUPFER, GERSTLE, - 1973, "*Behavior of concrete under biaxial stresses*", **J. of the Engineering Mechanics Division**.

5. MALERBA P.G., - 1998, "*Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato*", **CISM** Udine.

6. OESTERLE, - 1976, "*Earthquake-Resistant structural walls – Tests of isolated walls*," Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, **Portland Cement Association**, Skokie, Nov. 1976

7. SGAMBI L., - 2001, "*Modellazione 3D di strutture in C.A. e C.A.P. in campo non lineare*", **Tesi di Specializzazione**, Scuola "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano.

8. VECCHIO F. J., - 1989, "*Non linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes*", **ACI Structural Journal**.

9. VECCHIO F. J., - 1999, "*Towards cyclic load modelling of reinforced concrete*", **ACI Structural Journal**.

PROGETTAZIONE DI PONTI IN C.A. E C.A.P.
L'ESPERIENZA DELL'ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA (IUAV)

Enzo Siviero[1], Bruno Briseghella[2], Gigliola Meneghini[3]

[1] Professore Ordinario, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, Istituto Universitario di Architettura di Venezia.
[2] Ingegnere, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, Istituto Universitario di Architettura di Venezia.
[3] Architetto, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, Istituto Universitario di Architettura di Venezia.

SOMMARIO

La progettazione di un manufatto, sia questo un grande ponte sospeso o un semplice viadotto di piccola luce, non può che avvenire secondo un processo integrato in cui l'architettura e l'ingegneria si confrontano e interagiscono per ottenere quella qualità globale in cui sono soddisfatti sia gli aspetti strutturali e formali, che quelli economici, funzionali e tecnico-costruttivi. In questo articolo si espongono tre tesi di laurea sviluppate allo IUAV in cui gli studenti, per risolvere dei problemi viari reali, hanno progettato dei viadotto in c.a. che esplicano in modo eccellente il rapporto forma-struttura.

SUMMARY

The design of a bridge, an important suspension one or a small span viaduct, needs to follow an integrated process where architecture and engineering work together to reach a global quality that complies to formal, structural, economical, functional and construction issues. This paper illustrates three graduation theses prepared by IUAV's students that designed some viaducts to cope with real transportation problems, finding convincing ways to solve the relationship form-structure.

1. INTRODUZIONE

Una delle problematiche che l'"arte del costruire" moderna e contemporanea affronta ormai da decenni è quella di considerare il grado di interazione tra la tecnica e le forma all'interno del processo di progettazione. Nel secolo ora conclusosi il nucleo del sapere umano è esploso disgregandosi in mille pezzi e l'atto progettuale ha sperimentato questa frammentazione.

Gli ingegneri e gli architetti, attori di questa attività e interessati al medesimo tema del costruire manufatti per utilizzo dell'uomo, sembrano fermi su due sponde opposte di un fiume quasi in attesa di un trattato che ricomponga, in modo armonioso, i frammenti di questo sapere disperso. I primi appaiono più interessati a sofisticati sistemi di analisi strutturale, al calcolo rigoroso di parti strutturali del progetto e di dettaglio, i secondi si interessano della forma geometricamente determinata partendo da una visione formale, percettiva, ed utilitaristica.

E' indubbio che fino al XIX secolo il problema del rapporto tra le tecniche costruttive e la configurazione dell'edificio era affrontata in modo unitario, mentre nel secolo appena concluso e in quello ora iniziato la diversa evoluzione dei relativi processi metodologici ha

determinato una reale separazione tra funzione strutturale e risultato formale; quella sintesi vitruviana – *Fimitas, Utilitas, Venustas* –, base della trattatistica rinascimentale, è stata divisa tra ingegneri ed architetti. Gli ingeneri considerano sostanzialmente la *Firmitas* come scopo della loro attività di progetto, gli architetti ritengono che il loro ruolo debba svolgersi all'interno della *Venustas*, dimenticando entrambi che è nell'*Utilitas* che deve esistere il collegamento tra le loro azioni; essendo questa (l'*Utilitas*) l'elemento che rende vera la costruzione.

La forma architettonica si delinea grazie alle relazioni fra le sue parti ed i suoi elementi costituenti; nel loro accostarsi, giustapporsi, compenetrarsi, nel prevalere di una parte rispetto ad un'altra. La forma architettonica conferisce stabilità e generalità alle forme delle costruzioni. Così come è impossibile parlare di costruzione in sé, al di là del fine cui è destinata, è impossibile parlare di forma in sé, al di là del compito ad essa affidato nella costruzione. La tecnica è il mezzo dell'architettura contemporanea per fare in modo che il manufatto sia costruzione eseguibile e di cui si può usufruire in sicurezza.

La necessità di superare questa dicotomia è fondamentale in quanto qualsiasi tipologia di costruzione si consideri, dall'edificio per abitazioni, al teatro, al ponte, il tema fondamentale rimane quello di considerare la concezione strutturale come concezione culturale; costruire strutture o architetture attraverso un percorso progettuale costituito da una integrazione concettuale di parti diverse, in modo tale da soddisfare tutte le condizioni: quelle funzionali, strutturali, economiche ed estetiche per migliorare la qualità del progetto stesso. Ciò è particolarmente vero in grandi opere strutturali di pubblica utilità in cui gli obiettivi da considerare sono molteplici: affidabilità strutturale (intesa come resistenza e rigidità), durabilità, possibilità di manutenzione, rispetto dell'ambiente in cui si inserisce, etc.

Solo partendo dall'idea che la progettazione altro non significa che l'integrazione concettuale di parti differenti per la realizzazione del compito del costruire all'interno di un progetto e che tale compito del costruire implica in sé una duplice consapevolezza di essere un gesto tecnico ed un'interpretazione culturale si possono ottenere opere di elevata qualità.

Nel caso di opere quale il ponte questo modo di pensare il progetto è quanto mai determinante: in questi manufatti la struttura è in evidenza e lo schema statico prescelto è sia uno dei mezzi più efficaci che si hanno a disposizione per assolvere il compito di contrastare nello spazio il peso della materia e delle forze attive sulla struttura, ma è allo stesso tempo un mezzo altamente espressivo per l'aspetto formale; inoltre il manufatto in questione è elemento fondamentale nella configurazione urbana e territoriale ed il progettista deve sentire sempre più la necessità di creare infrastrutture adeguate sia alla logica dell'ambiente dove si collocano, sia alla logica del trasporto.

Si può quindi affermare: "opera unica tecnica pluris" (Torroja, 1966) [4], vale a dire che l'opera è unica ma che questa è creata da un insieme di competenze, che devono interagire ed integrarsi nel processo progettuale, inteso come "un viaggio di scoperta della *leistugsform*, la forma esenziale, secondo un itinerario che non è deducibile a priori, ma solo intuibile come processo di *leistungserfüllung*, realizzazione compiuta (erfüllung) della prestazione (leistung), individuazione paziente dell'unica risposta adeguata e aderente in ogni caso alla performance dell'oggetto" (1): in due parole tendere verso e realizzare l'Architettura Strutturale [2].

Proprio per favorire questo tipo di approccio, creare una cultura del costruire, rendere percepibile il passaggio tra progetto e costruzione, riportare ad una necessaria simbiosi tra sapere cognitivo e sapere realizzativo, da diversi anni all'interno dell'Istituto Universitario di Architettura di Venezia ed in particolar modo nel Dipartimento di Costruzione dell'Architettura si svolgono tutta una serie di attività dalle lezioni, a seminari, a mostre e pubblicazioni, a conferenze che ripropongono la questione del rapporto forma – struttura ed insistono sull'interazione e l'integrazione dell'arte e della scienza dell'edificazione nel tentativo di individuare un modo per ravvicinare le due culture: quella "umanistico – letteraria" e quella "tecnico – scientifica".

L'oggetto prescelto per attuare questa difficoltosa ricerca di una progettualità completa è il ponte che, con la sua duplice natura di struttura pura e costruzione capace di manifestare una bellezza architettonica, consente di operare in termini di "composizione strutturale" (Pizzetti, 1980) [3].

Per illustrare quanto detto si propongono di seguito tre progetti di viadotti in cemento armato sviluppati da studenti dello IUAV come tesi di laurea.

La progettazione di tali opere da parte dello studente avviene secondo un approccio integrato che combina l'utilità con la forma, le necessità tecniche con quelle economiche concentrandosi su un concetto globale del lavoro costantemente collegato alla soluzione di problemi e necessità pratiche, e conseguentemente avvallato da studi di fattibilità. Le tre tesi di laurea presentate, misurandosi su problemi reali, dimostrano come queste premesse possano essere applicate ed esplicano in modo eccellente il rapporto forma – struttura.

---

[1] Häring H., "Il segreto della forma", Jaca Book, Milano, 1993.

2. TESI DI LAUREA IUAV

2.1 Progetto di un nuovo Viadotto sul fiume Brenta in prossimità di Bassano del Grappa.

di Alessandro Fiamengo e Alberto Fois (1998/1999)

La tesi elabora il progetto di un viadotto per l'attraversamento del fiume Brenta in corrispondenza di Bassano del Grappa (Vi). Il ponte è collocato all'interno di una proposta per una superstrada pedemontana da realizzarsi con allargamento della strada esistente. Tale soluzione è stata in seguito scartata dalla regione Veneto a favore di una di tipo autostradale.

Il particolare sviluppo della forma della sezione longitudinale e trasversale del manufatto progettato, nasce dalla filosofia costruttiva che cerca di instaurare un rapporto diretto tra l'opera e ciò che la circonda, connotando plasticamente la forma, per esprimere l'intima figuratività costruttiva e per dare un senso fortemente scultoreo all'opera.

La ricerca di realizzare un'opera che mascheri il prospetto sud del viadotto esistente e riesca a far "dialogare" due parti completamente diverse, rendendo possibile per coloro che fruiscono tale infrastruttura, la sensazione di percorrere un'unica via di comunicazione, ha imposto dei vincoli di carattere dimensionale, quali l'altezza del manufatto rispetto all'alveo, la corrispondenza del numero e della posizione degli appoggi e le altezze dell'impalcato continuo. Il viadotto di progetto si caratterizza strutturalmente per la continuità dell'impalcato formato da 12 campate di 35 m e da due di 20 m alle estremità. L'impalcato ha spessore variabile longitudinalmente da 2.02 m in mezzeria a 3.65 m in corrispondenza degli appoggi ed è realizzato tramite l'assemblaggio di 10 conci prefabbricati per campata successivamente precompressi. Le pile sono caratterizzate da una forma a Y che nasce dall'osservazione degli elementi della vegetazione che caratterizza l'area di progetto.

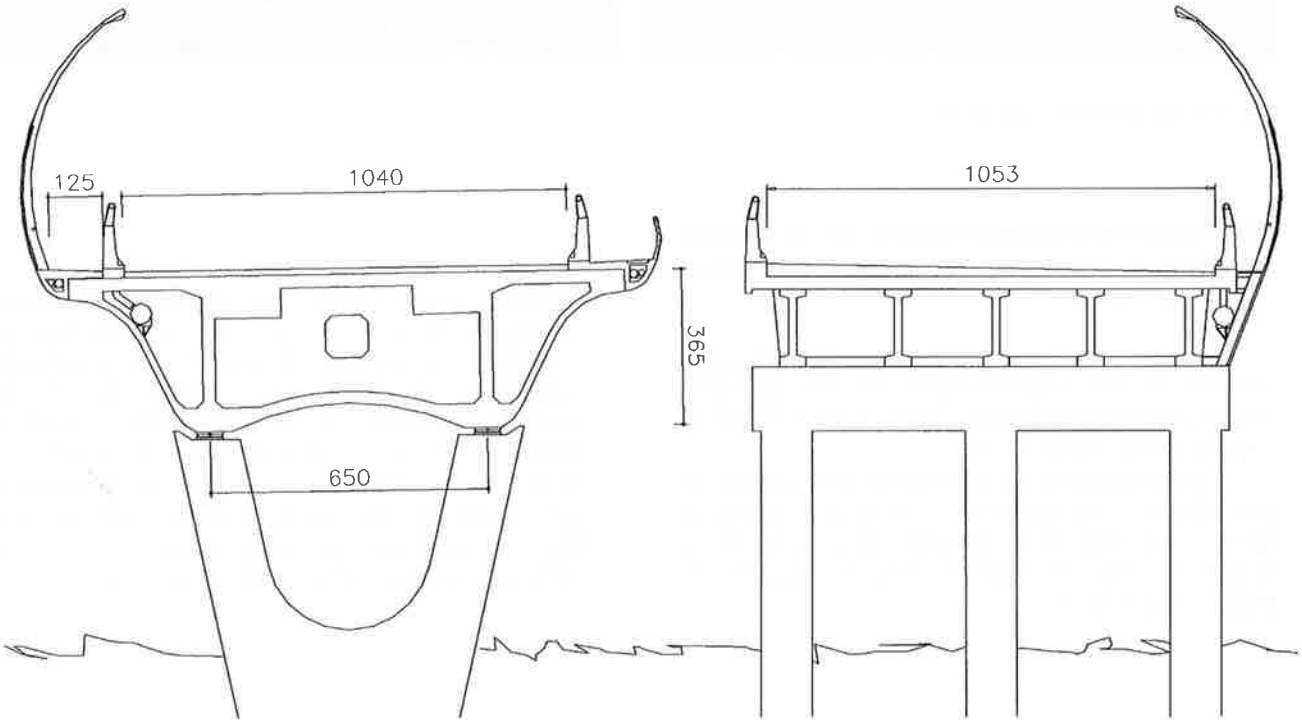


Fig. 1 Sezioni trasversali del viadotto di progetto e di quello esistente.

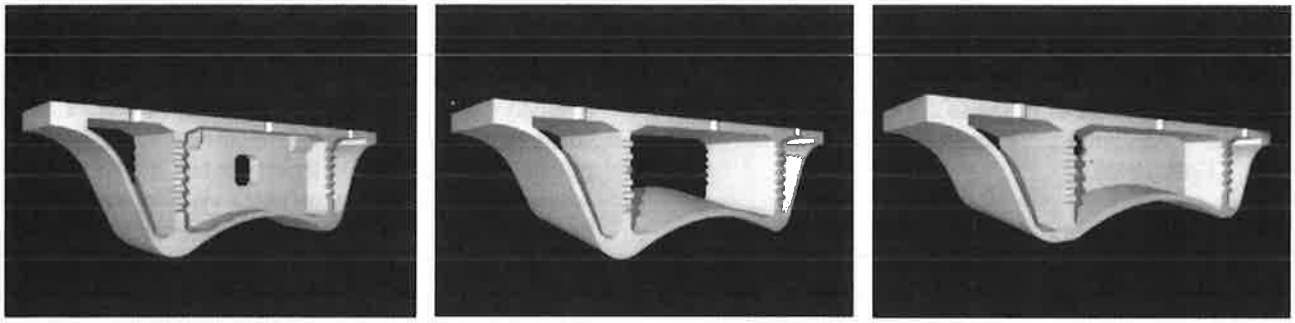


Fig. 2 Immagini dei conci dell'impalcato.

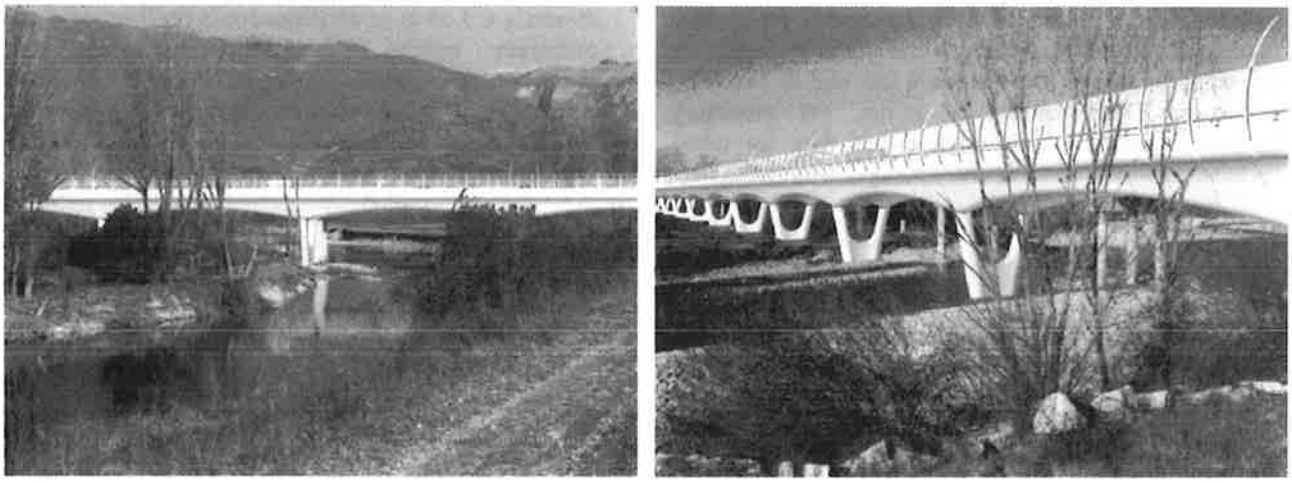


Fig. 3 Fotoinserimenti del ponte.

2.2 Progetto di un ponte-viadotto per la variante alla ss. 47 in prossimità di Bassano del Grappa.
di Leonardo Zen (1997/1998)

La tesi si propone di sviluppare una proposta risolutiva per un problema viario che interessa l'area veneta compresa fra Bassano del Grappa e Cittadella lungo la strada statale SS 47.

Il prospetto del ponte si compone di tre campate ad arco ribassato: due laterali di 51 m ed una centrale di 90 m. I tre archi sono disegnati dalla variazione di sezione dei conci dell'impalcato e dai ritti leggermente arcuati nell'estradosso.

Le pile d'appoggio, pensate inizialmente come elementi monolitici lineari contrapposti alla leggerezza e sinuosità del ponte, hanno subito una elaborazione strutturale. La necessità di prevedere un tirante che contrastasse la spinta verso l'esterno dei ritti ha suggerito una conformazione a mezzaluna in grado di vincere lo sforzo. L'elemento finale ha assunto un caratteristico aspetto, in cui gli elementi di appoggio sono rastremati dal punto d'incastro all'appoggio, mentre l'impalcato fusiforme è appiattito, al fine di definire la variazione ad arco dell'intradosso.

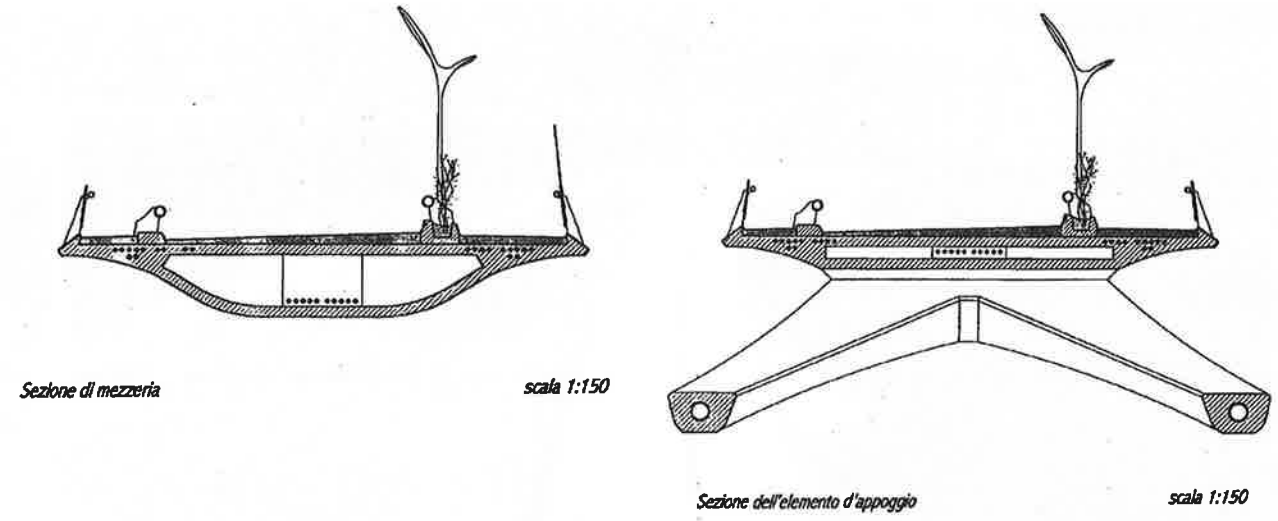


Fig. 4 Sezioni trasversali in mezzeria e all'appoggio

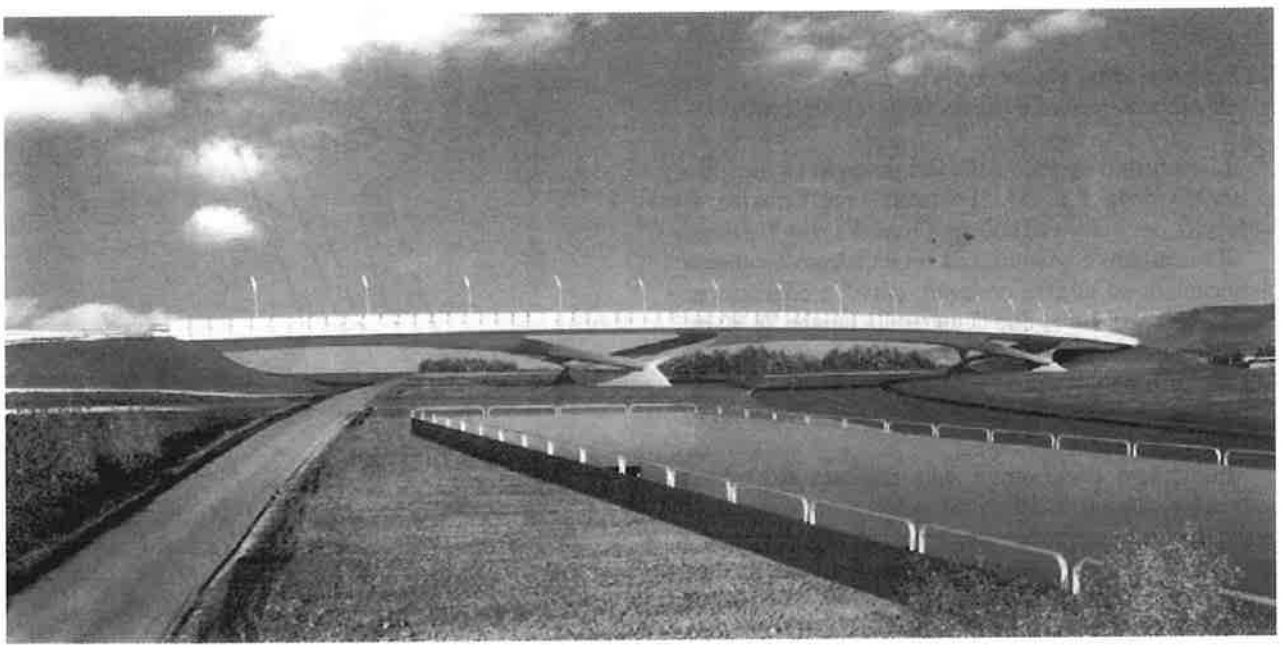


Fig. 5 Vista prospettica del ponte

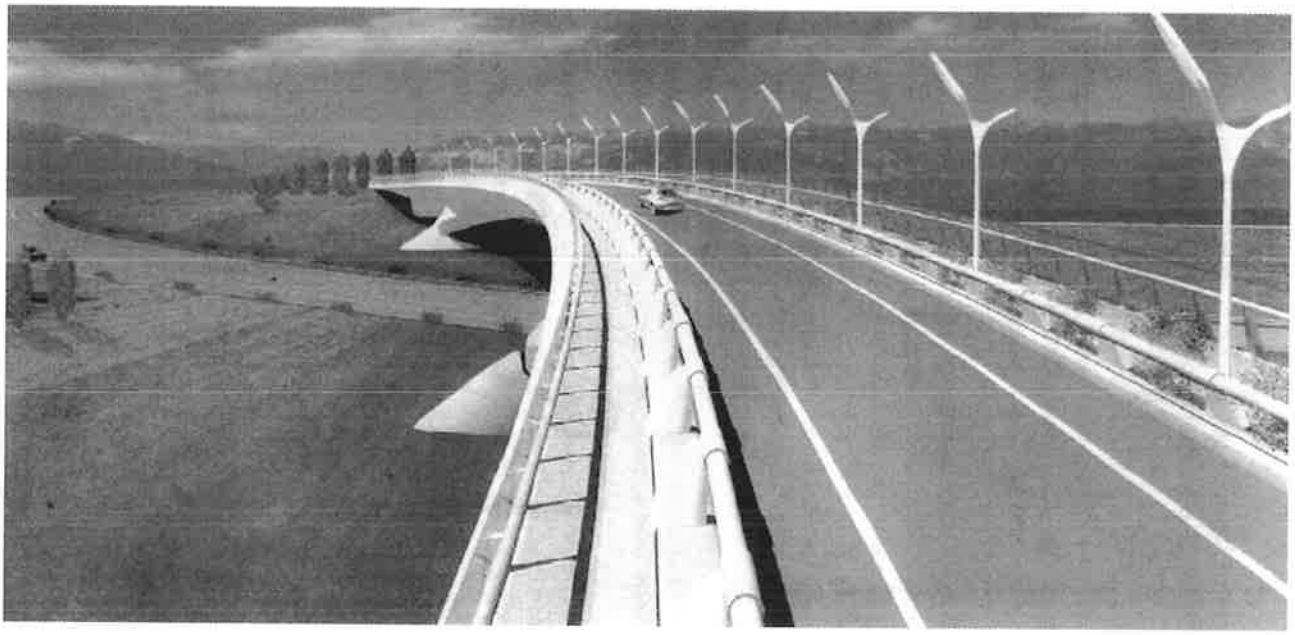


Fig. 6 Vista del ponte dalla carreggiata di marcia

2.3 Progetto di un viadotto a Vedelago
di Alberto Simioni e Guido Stella (1999/2000)

L'intervento oggetto della tesi propone un viadotto a servizio della S.S. 53 "Postumia" nel Comune di Vedelago, nel tratto che collega Cittadella con Treviso.

Il manufatto è costituito da un impalcato a cassone pluricellulare ad altezza costante, curvo e continuo su otto campate, di cui le due di estremità lunghe 28.80 m, e le sei intermedie di 36 m, per una lunghezza totale di 273.60 m. L'impalcato è realizzato in cemento armato precompresso, gettato in opera con l'utilizzo ripetuto di un solo cassero.

Particolare attenzione è stata dedicata ai percorsi pedonali e ciclabili. È infatti previsto un marciapiede al livello del piano carrabile e una pista ciclabile sollevata di 1.50 m rispetto alla carreggiata attraverso una struttura a sbalzo in acciaio (vedi fig. 8). Altro elemento caratterizzante il viadotto sono le pile inclinate di 60° rispetto al piano campagna e aventi sezione a T.

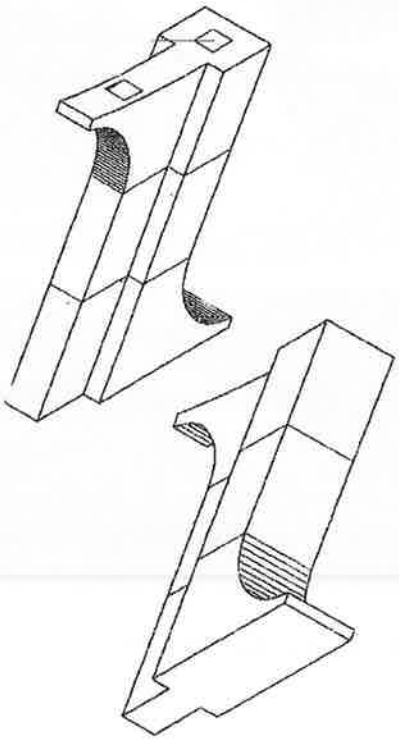


Fig. 7 Pile del ponte

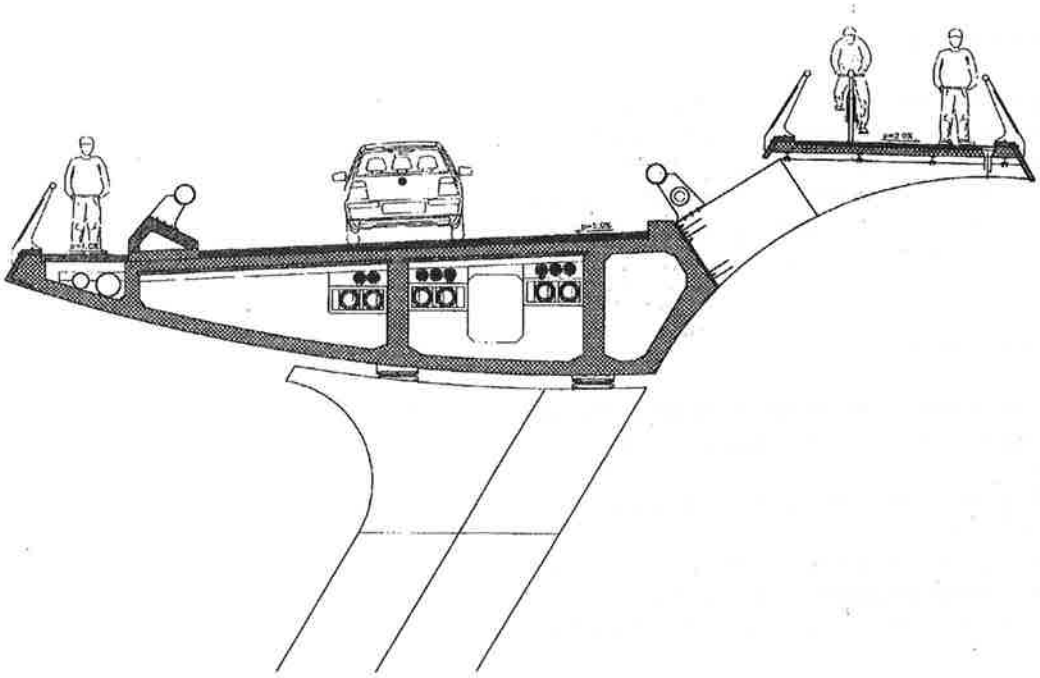


Fig. 8 Sezione trasversale del ponte

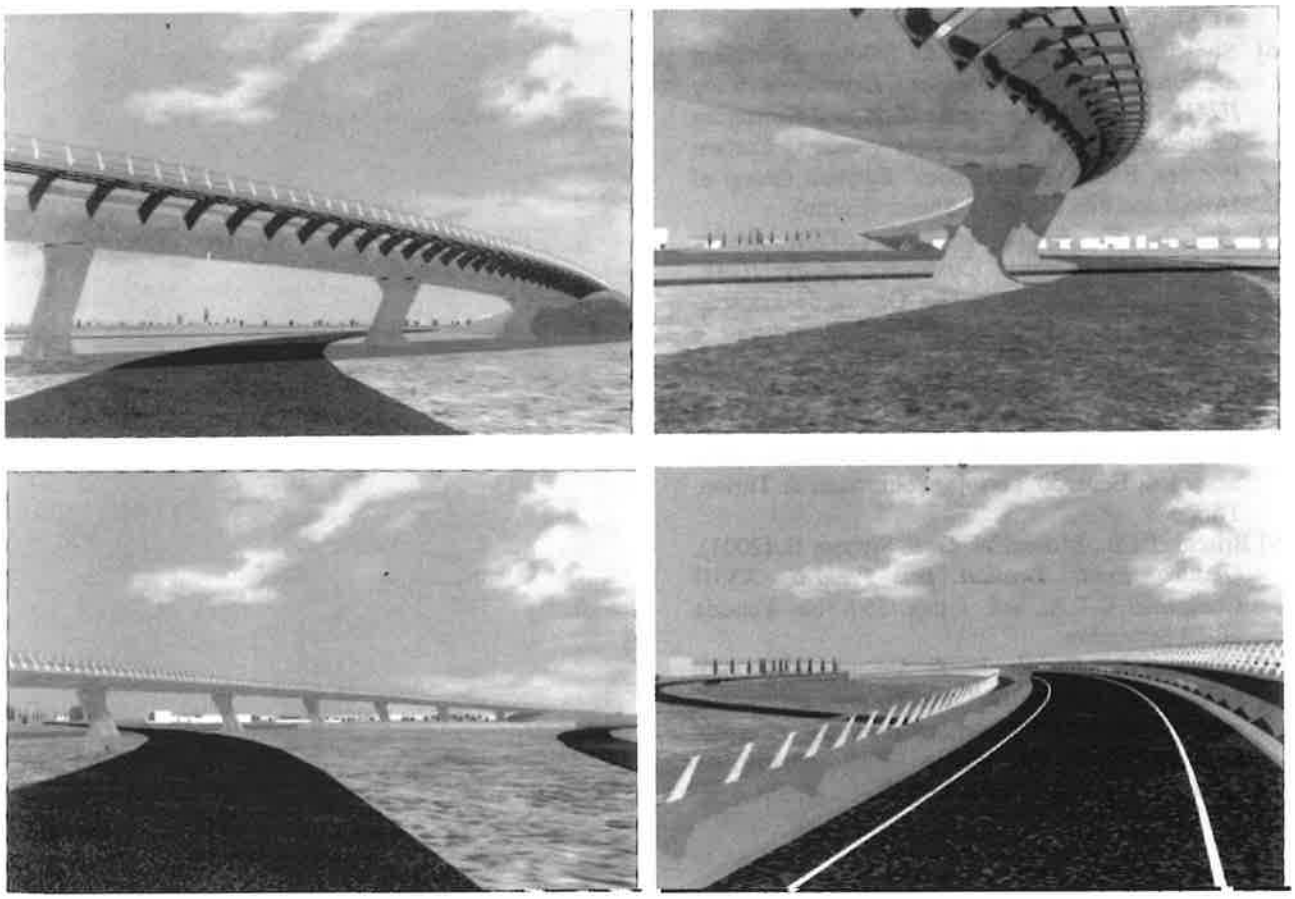


Fig. 9 Viste del ponte

3. CONCLUSIONI

Il progettista deve essere consapevole delle responsabilità che gli competono nel modificare l'ambiente e deve saper sintetizzare armonicamente tutte le componenti necessarie affinché l'opera si possa definire architettura: ossia quella strutturale, estetica, funzionale ed economica.

4. BIBLIOGRAFIA

[1] AA.VV., (2001). *The World of Bridges*. Atti del convegno IUAV – dCA Venezia, Aprile 4-5-6-7/2001.

[2] Häring, H. (1993). *Il segreto della forma*. Jaca Book, Milano.

[3] Pizzetti, G. & Trisciuoglio A. M. (1980). *Principi statici e forme strutturali*. UTET, Torino.

[4] Torroja, E. (1966). *La concezione strutturale*. UTET, Torino.

[5] Siviero, E., Casucci, S., Meneghini, G. (1999). *L'acciaio nell'architettura dei ponti e viadotti*. Atti del Convegno di L'Acciaio nelle infrastrutture, ACAI, Verona 19 novembre.

[6] Siviero, E. & Zordan, T. (2000). *Structural Architecture in Bridge Design – Experience at the IUAV*. Atti del convegno "Bridge Engineering Conference 2000 – Past Achievements, Current Pratices, Future Technologies" Egiptian Group of IABSE and Fib, Sharm El-Sheikh (Egitto).

[7] Siviero, E. & Zordan, T. (2000). *Bridge Architecture in three Experience of the IUAV*. Seminario Internazionale "La Ombra de Eduardo Torroja: la integridad de Arquitectura e Ingegneria" UIMP, Santander (Spagna).

[8] Siviero, E. & Zordan, T. (2000). *The Bridge as a "bridge" between Engineers and Architects*. Seminario Internazionale per il centenario della nascita di Eduardo Torroja, Politecnico di Torino, Torino.

[9] Briseghella B., Meneghini G. & Siviero, E. (2001). *Quattro Ponti Strallati per Padova*. XVIII Congresso C.T.A., vol. I pag. 357-366. Venezia 26-28 Settembre.

[10] Casucci S., Ceriolo L. & Siviero, E. (2002). *Indirizzi culturali dell'architettura strutturale nelle opere in cemento armato*. Giornale A.I.C.A.P., n. 1 Gennaio 2002 allegato a "L'industria italiana del Cemento".

PROGETTARE E COSTRUIRE GRANDI STRUTTURE. LO STADIO S. NICOLA DI BARI, L'AUDITORIUM DEL LINGOTTO DI TORINO, L'AUDITORIUM DI ROMA

Amedeo Vitone[1], Vitantonio Vitone[1]

[1] Docenti, Politecnico di Bari – Ingegneri Civili, Studio Vitone & Associati, Bari.

SOMMARIO

Il processo edilizio, che dal disegno di obiettivi talvolta ambiziosi giunge infine alla verifica del collaudo, passa attraverso la laboriosa fase del cantiere, ove non sempre si integrano in sintonia l'impegno progettuale e quello costruttivo. Il caso dello stadio San Nicola di Bari viene esaminato con specifico riferimento al tema del confronto fra aspetti diversi dell'arte del costruire, e si propone come un episodio emblematico della decisiva influenza che ha la loro armonizzazione sul successo dell'intervento. Un cenno, infine, all'Auditorium del Lingotto di Torino ed al cantiere ancora aperto dell'Auditorium di Roma, per cogliervi problematiche analoghe, in scenari, tuttavia, assai diversi.

SUMMARY

Building process, going through the difficult phase of building site in which planning and building enthusiasms don't always become integrated, starting from the design of targets, sometimes ambitious, finally arrives at checking test. The case of San Nicola Stadium (Bari - Italy) will be studied in this paper comparing different aspects of building art and it puts itself as an emblematic episode of decisive influence that their harmony possesses on a successful initiative. Finally, a mention to the Lingotto's Auditorium (Turin – Italy) and to the still open building site of Auditorium (Rome – Italy), is made to grasp similar problems even if in very different backdrops.

1. PREMESSA

L'esigenza di rendere determinato l'oggetto di un contratto di appalto sin dal momento della sua stipula, e la diffidenza verso l'Istituto dello *jus variandi* orientano spesso la Committenza verso una progettazione elaborata sino ai dettagli prima ancora della scelta del contraente. La previsione delle tecniche costruttive si risolve, in questi casi, in un esercizio teorico del progettista, dal quale è escluso il contributo del Costruttore, il quale interviene solo successivamente, quando i vincoli contrattuali ne condizionano le scelte.

L'esame *a posteriori* degli aspetti tecnico-costruttivi di casi in cui la disciplina contrattuale ha invece previsto un contributo progettuale del Costruttore è dunque occasione di riflessione anche sulla controversa questione della strategia di conduzione dei lavori. Nel caso dello stadio San Nicola di Bari la natura del contratto (concessione) e la modalità di formulazione dell'offerta - che poteva comprendere anche varianti migliorative (analogamente ai lavori del Lingotto di Torino, ma diversamente da quelli dell'Auditorium di Roma) - aprirono legittimamente le porte del cantiere ad una proficua integrazione di competenze. La realizzazione dell'opera, secondo le linee risultanti dal disegno originario e dalla proposta [5] vincente dello Studio Vitone & Associati, di trasformarne in c.a. l'ossatura prevista in acciaio, rappresentò infatti un'esemplare prova di cooperazione fra Progettista (l'arch. Renzo Piano) e Costruttore.

2. LO STADIO SAN NICOLA DI BARI

Fig. 1 Lo Stadio San Nicola. Committente: Comune di Bari. Importo lavori: 98 miliardi. Tempo:15/10/87-02/06/1990. Progetto: Renzo Piano. Prog. *tender* strutture: Arup & Partners Prog. Eecutivo strutt. in c.a. e Ufficio della DL: V. Vitone - Studio Vitone & Associati. Dir. Lav.: A. Vitone. *Project manager*: J. Zucker – M. Belviso. Concessionario lavori: Consorzio Stadium. Realizzazione: Bari '90 S.c.r.l.

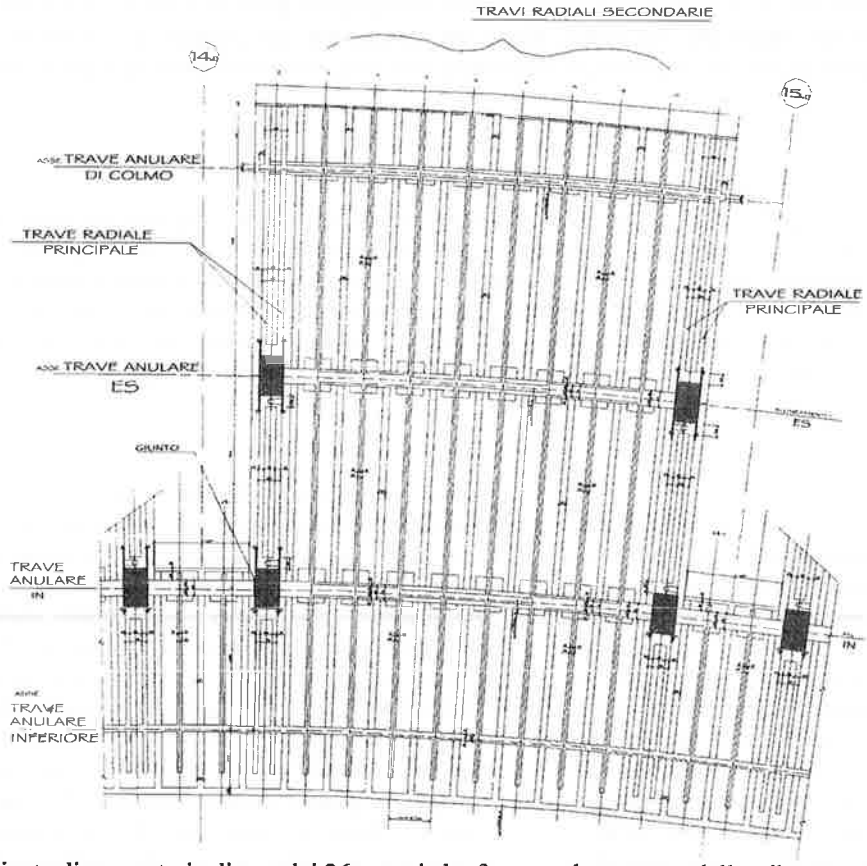


Fig. 2 La pianta di carpenteria di uno dei 26 settori che formano la struttura della tribuna superiore, vista dall'alto, prima che la ossatura portante (travi radiali ed anulari) fosse chiusa nel guscio anulare dai gradoni prefabbricati a blocchi.

2.1 La scelta della prefabbricazione a piè d'opera.

La generale concezione architettonica e statica dell'opera (fig. 1) – caratterizzata da una geometria di non comune complessità e variabilità ([5], pag. 428; [1]), oltre che dall'ardita "sospensione" dell'intero anello superiore e della sovrastante copertura su un numero relativamente limitato di esili colonne [2] [3] - ha influenzato considerevolmente le scelte costruttive, non solo quelle di dettaglio, ma persino quelle strategiche.

Per la realizzazione dell'anello superiore si era inizialmente formulata l'ipotesi del ricorso ad una prefabbricazione integrale delle strutture portanti. Era anche stata indetta dal Concessionario una gara di appalto - con richiesta di proposte di soluzioni tecniche - alla quale avevano partecipato alcune delle maggiori Ditte regionali e nazionali di prefabbricazione in c.a. e c.a.p. ([5], pag. 433).

Emergevano due diverse ipotesi di strategie costruttive: quella dell'assemblaggio in opera di numerosi elementi, di limitato peso e dimensioni, che pertanto potevano essere prodotti in stabilimento; e quella della prefabbricazione a piè d'opera, e del successivo sollevamento, di elementi che potevano così assumere dimensioni e peso anche molto rilevanti.

Sulla decisione influirono molte condizioni, ma su tutte dominava quella del rispetto del termine ultimo, utile perché l'impianto potesse entrare in esercizio in occasione dei campionati mondiali del 1990. Pertanto la scelta delle modalità costruttive, inevitabilmente orientata verso la prefabbricazione, non poteva prescindere da una attenta valutazione del livello di rischio proprio di ciascuna delle ipotesi vagliate: a progetti più promettenti, ma arditi, si dovevano preferire soluzioni più tradizionali, meno rapide, ma di più affidabile programmazione. Un requisito essenziale, a tal fine, era evidentemente quello della possibilità - che le strategie costruttive proposte offrivano in misura diversa - di accelerare la produttività in corso d'opera con eventuale maggiore impiego di risorse.

Vennero presto alla luce considerevoli difficoltà connesse alla ipotesi della prefabbricazione in stabilimento. La grande varietà e complessità geometrica degli elementi strutturali da realizzare e da solidarizzare in opera si mostrò infatti incompatibile con le esigenze di standardizzazione di una produzione di tipo industriale. Una circostanza che – seppure in condizioni assai diverse – si è ritrovata anche nel cantiere dell'Auditorium di Roma.

Considerata anche l'esiguità del tempo a disposizione per il necessario studio preliminare, sistematico e approfondito, di una procedura di prefabbricazione così "atipica", si giunse alla conclusione che questa strada avrebbe comportato gravi rischi, e quindi insufficienti garanzie di buon esito.

Si optò così per la prefabbricazione a piè d'opera, che peraltro si prestava ad un più diretto e continuo controllo del programma lavori da parte della Società realizzatrice dell'intervento. Si cominciò con l'esplorare la possibilità di una prefabbricazione pesante, dalla quale si poteva attendere una maggiore rapidità esecutiva.

Fra le varie ipotesi fu esaminata anche quella che prevedeva la totale prefabbricazione di un settore, del peso complessivo di 8800 kN. Anche in considerazione del rilevante "braccio" (fig. 3), risultava però necessario

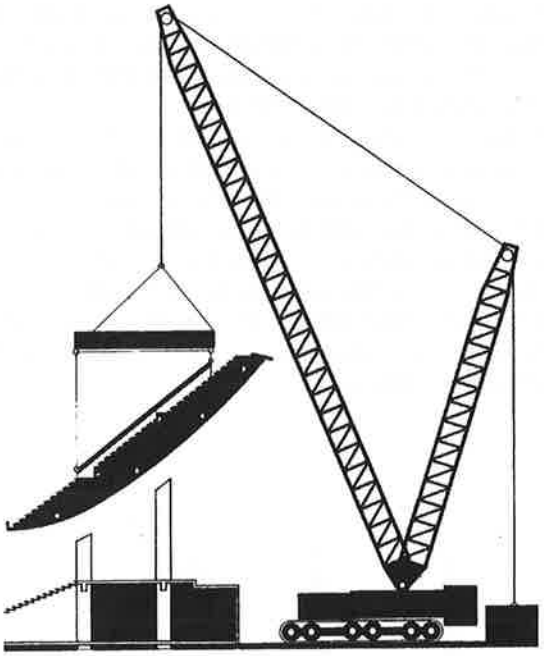


Fig. 3 Ipotesi, poi accantonata, di intero settore prefabbricato a piè d'opera: prevedeva l'impiego della più grande gru disponibile sulla piazza in Europa, capace di sollevare la struttura completa di un intero settore (fig. 2), del peso di 8800 kN , con un braccio di circa 35 m.

l'impiego di un'autogrù di straordinaria potenza. Era disponibile un solo mezzo capace di tali prestazioni. Il costo del solo trasporto di questa autogrù (MANNESMAN DEMAG CC12000) al cantiere di Bari veniva valutato circa 200.000 euro (all'epoca: quasi 400 milioni di lire).

Emergeva, tuttavia, sino a diventare decisivo sulla scelta, il "fattore rischio" connesso alla indisponibilità di un mezzo di analoghe caratteristiche, al quale far ricorso in caso di avaria.

Ipotesi alternative di impiego di 2 gru (DEMAG CC4800), agenti contemporaneamente e insieme equivalenti alla CC12000, furono anch'esse accantonate perché fu giudicata tecnicamente complessa la gestione del coordinamento operativo dei due mezzi. Del resto anche queste autogrù dovevano essere di potenza non comune, tanto che anche la loro sostituzione o

riparazione si prevedeva esposta al rischio di lunghe interruzioni di lavoro, assolutamente incompatibili con l'esigenza di rispettare l'obiettivo dell'intervento, che era quello di consegnare l'opera completa e funzionale in tempo perché potesse essere utilizzata in occasione dei campionati mondiali di calcio.

Si dovette pertanto rinunciare al suggestivo progetto di realizzare prima a piè d'opera i settori, ciascuno in un sol pezzo, per poi montarli uno per volta sulle quattro colonne portanti, sebbene l'idea avesse inizialmente destato l'interesse di tutti.

Si stabilì, pertanto, di "ripiegare" su un livello di potenza dei mezzi di sollevamento per il quale il mercato offrisse una libera e ampia possibilità di scelta, e cioè su autogrù da 1500 - 2000 kN.

A questa potenza, in considerazione dei rilevanti bracci di leva, doveva corrispondere un peso massimo dell'elemento prefabbricato da sollevare dell'ordine di 250 kN, pari al peso proprio della metà inferiore di una singola campata delle travi radiali principali (fig. 2).

Emerse così un "dato di progetto" che costituì poi un fondamentale riferimento al quale si dovette condizionare la concezione e lo sviluppo della progettazione strutturale.

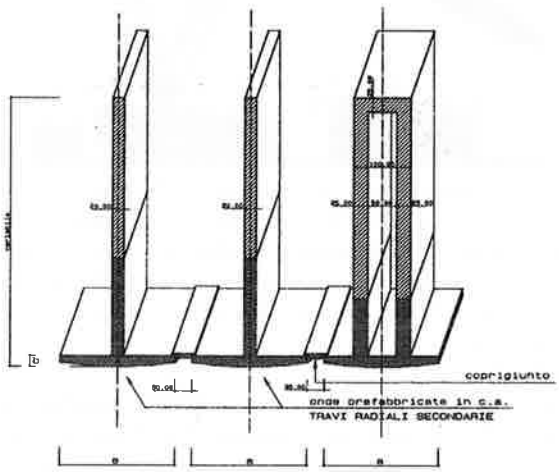


Fig. 4 Le travi radiali, prefabbricate a piè d'opera per la sola parte inferiore. Le anime erano poi completate con getti in opera.

Si optò, infatti, per tecniche esecutive di tipo più tradizionale - limitando al minimo indispensabile anche il ricorso alla presollecitazione degli elementi strutturali: semiprefabbricazione delle "onde" (la parte inferiore delle travi radiali: fig. 4) nell'area di cantiere; assemblaggio su speciali impalcature tubolari di sostegno, e successivo getto in opera di completamento e solidarizzazione.

Le difficoltà connesse a tale metodologia esecutiva, furono giudicate relativamente "controllabili" in corso d'opera, potendosene affrontare la soluzione con impiego di mezzi e di manodopera di volta in volta adeguati alla necessità di tenere il diagramma del reale andamento dei lavori aderente a quello programmato.

2.2 La frontiera fra prefabbricazione e getto in opera.

Un tema di fondamentale importanza con riguardo alla impostazione del progetto della struttura dell'anello superiore è stato dunque quello della definizione della frontiera fra gli elementi da prefabbricare e quelli da gettare in opera.

In fig. 4 sono rappresentati schematicamente stralci assonometrici delle travi radiali, secondarie e principali, che mostrano quale loro parte sia stata prefabbricata e quale completata in opera. Alla soluzione infine prescelta si pervenne a conclusione di uno studio che aveva come obiettivo la individuazione sia del tipo che della dimensione degli elementi strutturali da prefabbricare. Il criterio al quale fu ispirato lo studio era quello di conciliare le molteplici esigenze di natura tecnica (statica, geometrica, costruttiva) con quelle di natura contrattuale (tempi di costruzione) e imprenditoriale (costi e rischi). Gli elementi prefabbricati a piè d'opera avevano un peso variabile fra 110 kN e 250 kN, ed erano autoportanti per tutta la loro lunghezza, che era pari alla luce di una singola campata (interna o a sbalzo, sino ad un massimo di 16 m).

La parte prefabbricata è quella "a vista" (le "onde" di intradosso del guscio), insieme alla regione inferiore dell'anima, per un'altezza minima pari a quella strettamente necessaria per assicurare l'autoportanza dell'elemento durante le fasi di completamento in opera.

Una scelta che ha consentito di soddisfare esigenze di natura estetica (qualità delle parti a facciavista), di natura statica (recupero di una sostanziale "monoliticità" attraverso la continuità dei getti in opera di tutte le regioni soggette a trazione, essendo la prefabbricazione limitata alle sole zone compresse), costruttiva (assemblaggio fra elementi prefabbricati favorito dalla mutua compressione; tolleranze di montaggio assicurate dalle coppelle interposte fra le "onde"; possibilità di impiego di mezzi di sollevamento di potenza non straordinaria). Si rifletta sulla circostanza che la superficie di intradosso risulta essere – in direzione radiale – quasi esclusivamente compressa. Ad essa conseguono rilevanti vantaggi sulla efficienza delle tecniche di assemblaggio degli elementi prefabbricati, che - essendo disposti per l'appunto al lembo inferiore, secondo doghe radiali - si giovano dell'effetto solidarizzante dovuto alla compressione.

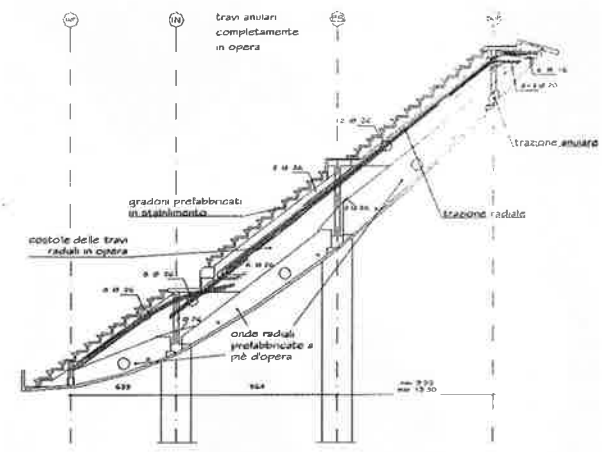


Fig. 5 Tutti gli elementi tesi più importanti sono gettati in opera e tra loro solidali: le travi anulari ed i correnti superiori delle travi radiali.

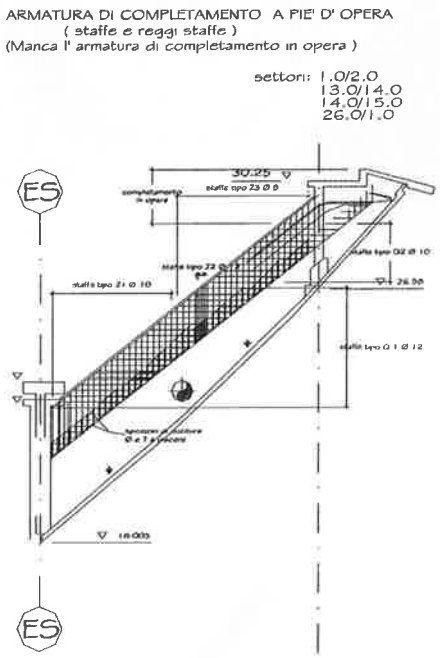


Fig. 6 Staffe verticali ed orizzontali per solidarizzare ai getti di completamento le parti inferiori delle travi, prefabbricate a piè d'opera.

Nel contempo si sono potute realizzare completamente in opera, ed in continuità fra di loro, tutte le parti tese, che giocano un ruolo decisivo nel più generale contesto

Agli elementi prefabbricati viene così assicurata una connessione che non presenta soluzioni di continuità, sì che la struttura, nel suo insieme, finisce con il recuperare caratteristiche di comportamento tipiche di opere monolitiche.

Le sole traiettorie di trazione che attraversano superfici di contatto fra prefabbricati e getti di completamento in opera, sono quelle "trasversali" – dovute alla sollecitazione di taglio – nelle travi radiali.

Particolare cura, pertanto, si è rivolta alla progettazione ed alla esecuzione delle staffe di cucitura fra le onde ed i getti di completamento (fig. 6).

Lo studio di tutti i manufatti prefabbricati e semiprefabbricati, strutturali e di completamento dell'anello ("onde", gradoni e corselli, veletta di colmo, pannelli di chiusura laterale dei varchi delle scale esterne, coppelle in c.a.v., parapetto del bordo inferiore, ecc.) ha richiesto la individuazione – per ciascun tipo – di una serie numerosissima di elementi base geometricamente differenti fra loro.

Considerevoli difficoltà, conseguentemente, sono state incontrate anche nella definizione e disposizione dei casseri per i getti di completamento e nelle operazioni di montaggio dei pezzi realizzati fuori opera.

Difficoltà, del resto, già affrontate in sede di progettazione strutturale, allorquando si è reso necessario il riferimento a numerosi modelli di calcolo spaziale per l'analisi sismica dei settori che compongono l'anello; e, successivamente, si è dovuta individuare una molteplicità di differenti soluzioni costruttive di dettaglio per uno stesso elemento strutturale.

2.3 La programmazione delle fasi costruttive

Le figure riportate qui di seguito illustrano schematicamente le fasi di avanzamento della realizzazione dei 26 settori, e la sequenza delle operazioni di montaggio degli elementi prefabbricati a piè d'opera (le *onde*) e di completamento con getti in opera delle parti restanti delle costole delle travi radiali e delle intere travi anulari.

I motivi ispiratori della strategia di programmazione delle fasi costruttive erano numerosi e di diversa natura: tecnico-economici e teorico-costruttivi ([5], parr. 1.2.1 e 3.6).

Nella fig. 7 si illustra la sequenza delle fasi di costruzione delle coppie di settori (gli unici "singoli" sono quelli delle due curve). Su richiesta del CONI si modificò il programma iniziale, anticipando la realizzazione della tribuna stampa (D-E-F), perché vi si potessero effettuare simulazioni delle attività previste durante le partite dei mondiali di calcio.

La fig. 8 mostra una visione panoramica del cantiere, che – proprio per il suo sviluppo anulare - consentiva il contemporaneo avanzamento delle diverse fasi di lavorazione su più fronti: dalla impostazione dei ponteggi sino al montaggio dei gradoni.

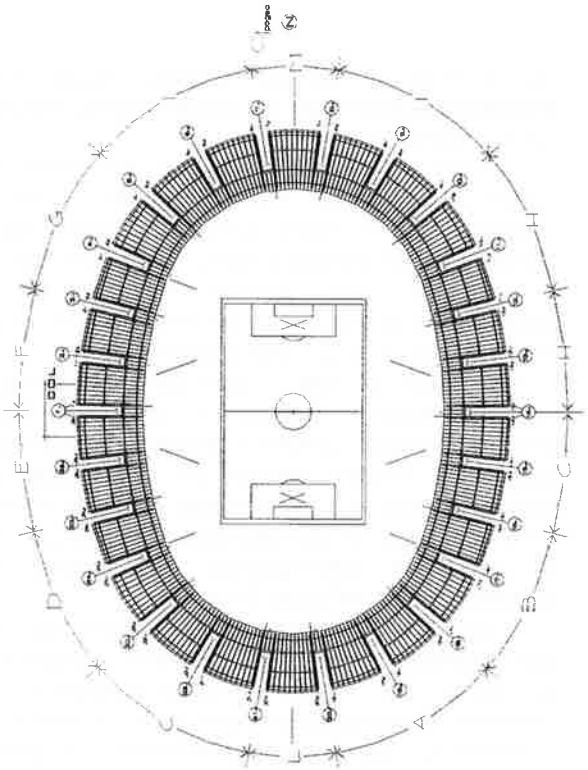


Fig. 7

Nelle figure dalla 9 alla 17 si mostrano le sequenze delle lavorazioni di sollevamento, montaggio e getto di completamento per la realizzazione dell'anello superiore. La programmazione delle fasi di getto era studiata in modo da sintonizzare le esigenze di turnazione fra i settori (fig. 7) con quella di dare il tempo ai getti di completamento di maturare adeguatamente, perché le parti di struttura già realizzate

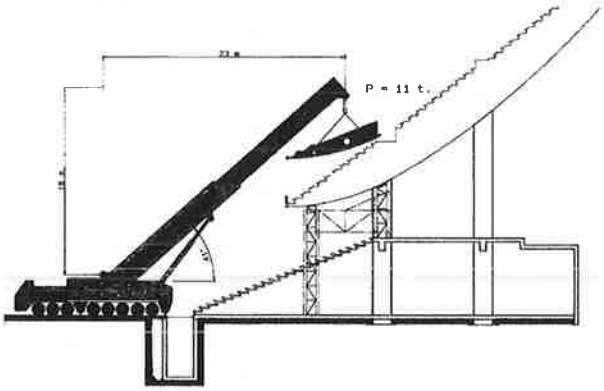


Fig. 9 Sollevamento e montaggio "a secco" delle *onde* inferiori interne. I ponteggi provvisori di sostegno sono disposti solo al di sotto delle travi anulari inferiori ed interne.

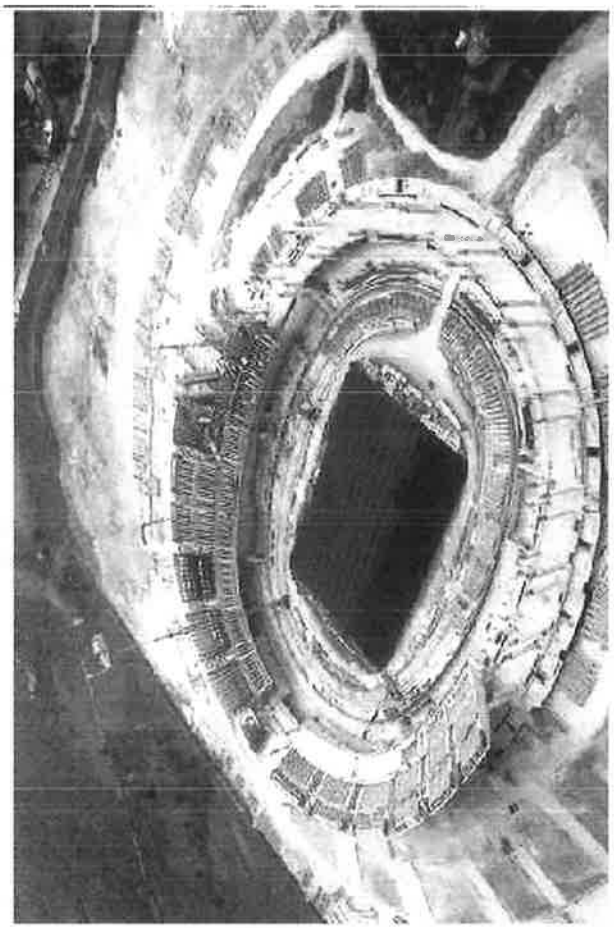


Fig. 8

potessero svolgere funzione portante, a sostegno dei getti delle parti successive e in attesa che queste a loro volta solidarizzassero e concorressero alla statica provvisoria, sino al completamento dell'intero organismo portante (fig. 12).

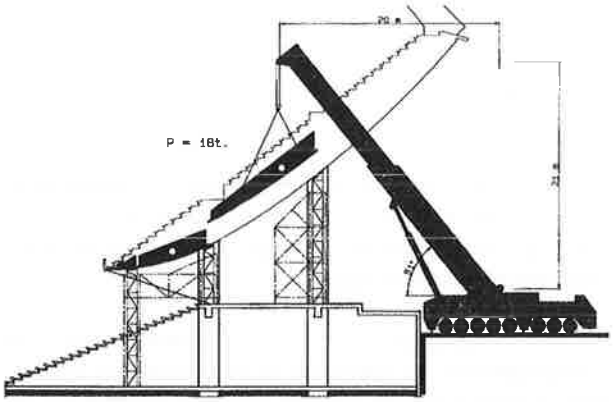


Fig. 10 Ponteggi provvisori di sostegno ora disposti anche al di sotto della trave anulare esterna.
Sollevamento e montaggio delle onde intermedie.

Fig. 11

La foto di fig. 11 mostra dal vero la fase illustrata dalla fig. 10 : sollevamento e montaggio "a secco" delle onde prefabbricate intermedie. Si notino i ponteggi di sostegno disposti al di sotto della trave anulare interna. Sulle onde prefabbricate, vincolate ai ponteggi come travi appoggiate alle due estremità, saranno poi sistemati i tavolati provvisori che formeranno piani di lavoro per le maestranze addette al completamento in opera.

In fig. 13 è rappresentata la fase di getto di completamento delle costole delle travi radiali inferiori ed integrale delle travi anulari inferiore ed interna. Il sistema strutturale parziale (vedi lo schema di pianta e la fig. 12), così realizzato al lembo inferiore, fungerà da "diga" resistente alle azioni spingenti esercitate dai getti delle fasi successive.

Dopo una parziale maturazione dei getti di completamento illustrati dalla fig. 13, e dopo la installazione dei relativi ponteggi provvisori di sostegno, al di sotto della trave anulare esterna, si esegue (fig. 14) il montaggio "a secco" delle onde prefabbricate esterne. I ponteggi vengono così utilizzati a rotazione: smontati a blocchi, sono sollevati, spostati e installati sotto il settore successivo della sequenza prevista (fig. 7).

In fig. 15 è rappresentata la fase di getto di completamento delle costole delle travi radiali intermedie; in fig. 16 il getto integrale in opera delle travi anulari esterne. Viene rinviato solo il getto della estremità superiore delle travi radiali principali, che costituisce il "nodo" al quale sono vincolate le mensole metalliche a cassone della copertura (fig. 17).

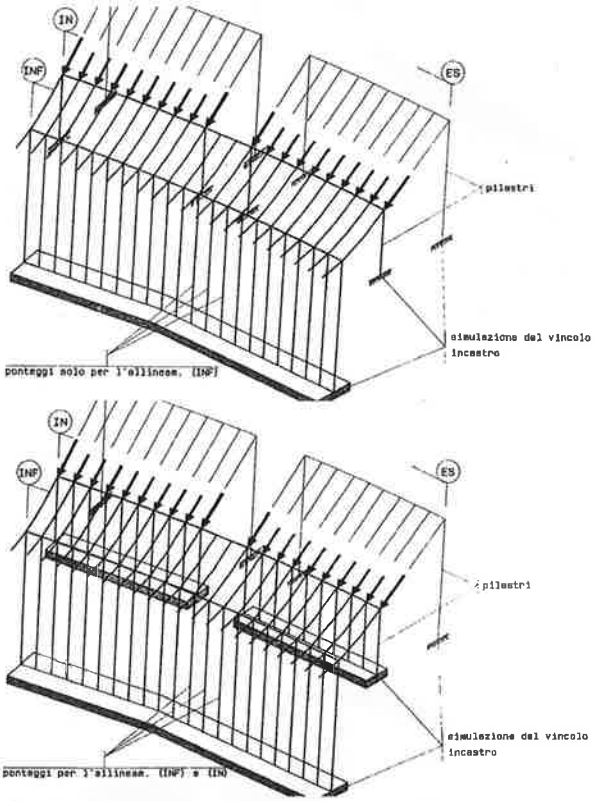


Fig. 12

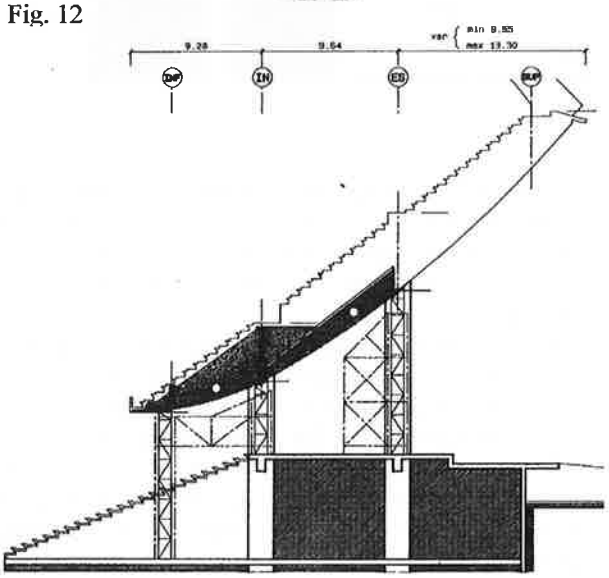


Fig. 13

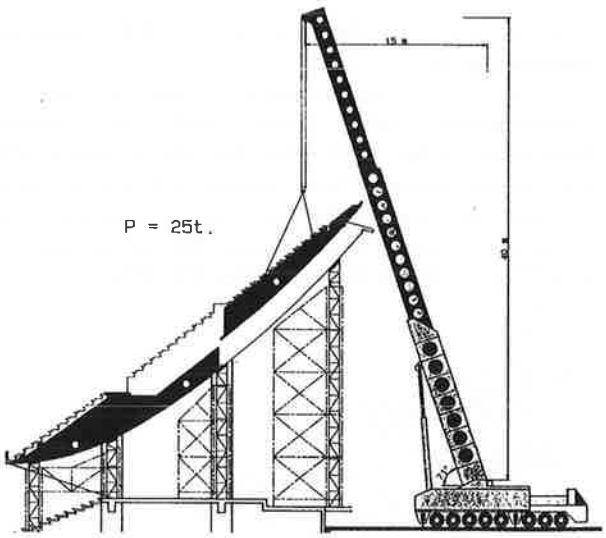


Fig. 14

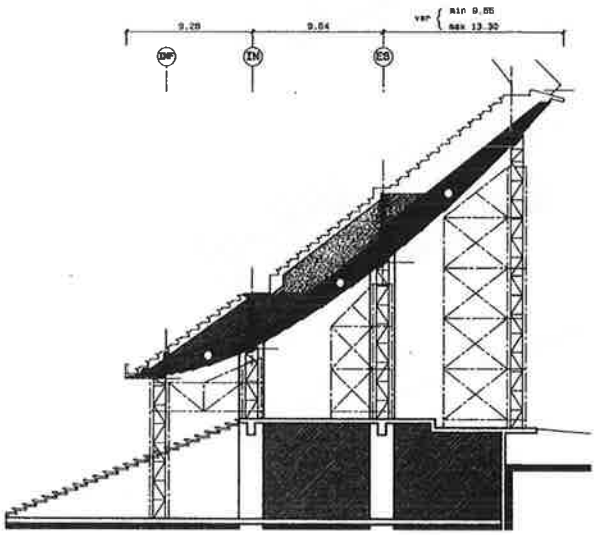


Fig.15

Montate le contropiastre metalliche da preannegare nei nodi in cui sono vincolate i *cantilevers* metallici alle estremità degli sbalzi delle travi radiali principali, vengono eseguiti i getti di completamento degli stessi nodi (fig. 17).

Uno dei criteri ispiratori della programmazione delle fasi di getto era dunque quello rendere minima la durata della permanenza sotto il medesimo settore delle torri di sostegno provvisorio, al fine di assicurarne la massima possibile riutilizzazione per la esecuzione *a rotazione* dei settori. Si rendeva pertanto necessario l'impiego di calcestruzzi di alta qualità, che assicurassero un rapido raggiungimento delle resistenze minime previste per il disarmo. Nel contempo si sceglieva di utilizzare le configurazioni parziali della struttura - man mano che ne maturavano i getti - per portare il peso e le spinte dei getti successivi di completamento: le torri interne spiccavano dal solaio del ballatoio anulare a quota +6,50 (fig. 14); la trave anulare e le costole radiali della parte più bassa del settore fungevano da "diga" di sostegno dei getti di completamento delle parti superiori (fig. 12); le parti più alte delle travi radiali, pur incomplete, assicuravano una capacità portante a sbalzo sufficiente anche in previsione della successiva realizzazione del nodo (fig. 17), dal quale dovevano poi spiccare i *cantilevers* metallici della copertura in teflon.

La questione della legittimità della utilizzazione della struttura – da parte del Costruttore - in configurazioni parziali provvisorie, utili solo nelle fasi di lavorazione, merita qualche riflessione. Condizioni contrattuali diverse da quelle proprie della concessione dei lavori dello Stadio San Nicola, purchè supportate da adeguata dimostrazione di fattibilità da parte della Committenza (v. anche il paragrafo successivo) potrebbero infatti sottrarre tale facoltà al Costruttore, ad esempio a tutela del principio che la struttura resti funzionale solo (o principalmente) alle esigenze di esercizio.

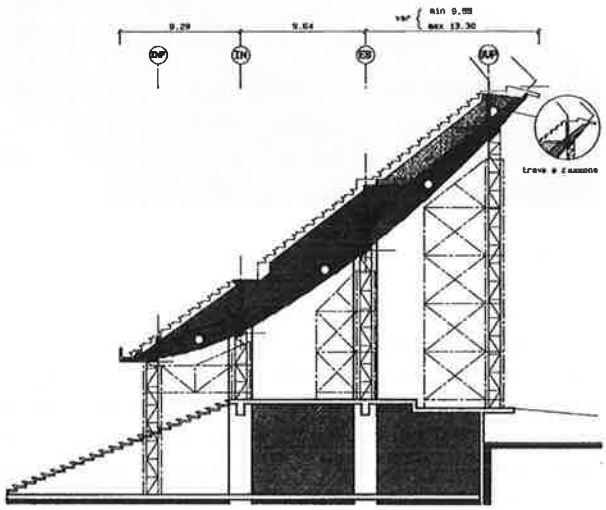


Fig. 16.

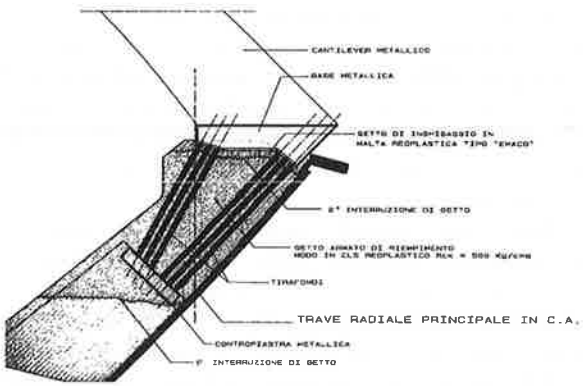


Fig. 17

3. I CANTIERI DELL'AUDITORIUM DEL LINGOTTO E DELL'AUDITORIUM DI ROMA

Anche se fugace, un cenno ad altre esperienze può tuttavia fornire ulteriori utili riflessioni sul tema, soprattutto se vi si ritrovano problematiche tecnico-costruttive analoghe, pur nella diversità delle condizioni temporali, ambientali e contrattuali.

L'Auditorium del Lingotto [6] di Torino (anno di costruzione: 1991; progetto generale dell'architetto Renzo Piano; consulenti delle strutture: Studio Vitone & Associati) era previsto completamente interrato in uno degli ampi cortili interni della sede storica delle officine della FIAT, in via Nizza. Una parte del suo volume si estende anche al di sotto dei corpi di fabbrica esistenti, che erano fondati su plinti isolati. Il progetto strutturale esecutivo prevedeva che i carichi di questi ultimi fossero portati sino al nuovo assai più profondo livello di posa mediante pile in c.a., da realizzare al di sotto dei plinti originari (fig. 20). Condizione essenziale era il rispetto di severi limiti imposti agli spostamenti verticali dei telai in c.a. delle vecchie officine.

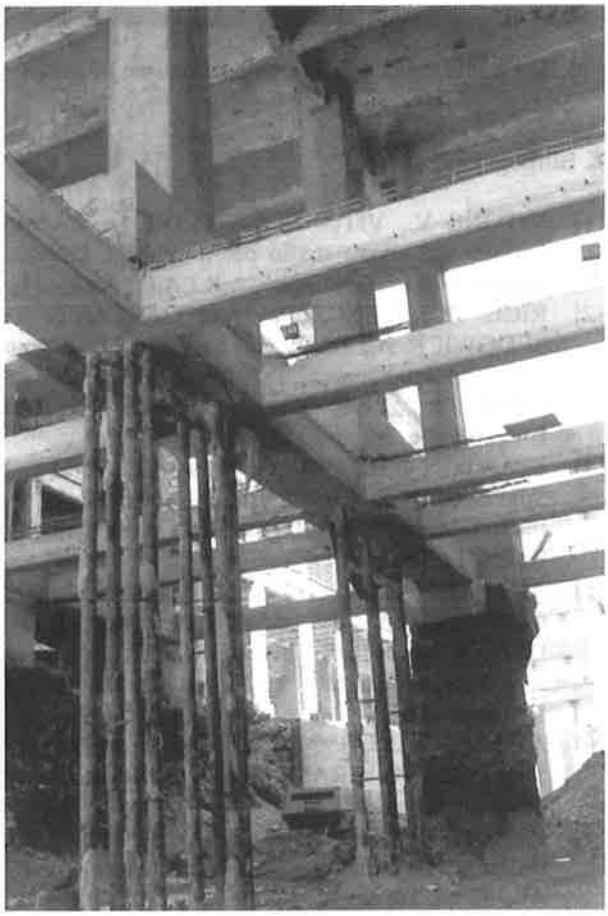


Fig. 18

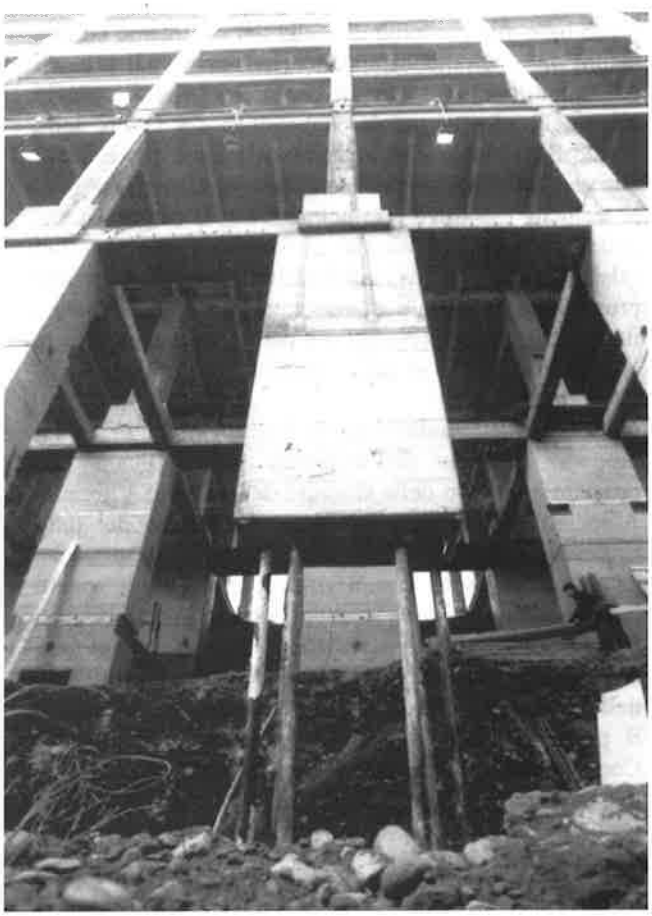


Fig. 19

Come mostrano le figg. 18 e 19 il *sostegno provvisorio* fu realizzato mediante micropali, mentre le pile in c.a. – destinate in esercizio a sostituirne definitivamente la funzione statica – vennero costruite per tronchi successivi, a partire dall'alto. I tronchi avevano una altezza pari alla lunghezza ammissibile per carico di punta dei micropali scoperti dall'avanzamento degli scavi di sbancamento.

Fig. 20

In base alle modalità di scelta del contraente ed alla natura del contratto di appalto che erano stati previsti dal Committente privato – e che presentavano analogie con quelli adottati per la concessione dei lavori dello Stadio San Nicola – si invitavano le Ditte partecipanti alla gara ad offrire anche eventuali proposte, riguardanti le tecniche esecutive e principalmente le caratteristiche delle strutture provvisorie di sostegno degli edifici esistenti, che fossero migliorative con riguardo alla prestazione essenziale di rispettare in corso d'opera i limiti deformativi prescritti. Fu però preferita ed attuata la soluzione a base di gara, elaborata dal Progettista del Committente.

Il caso dell'Auditorium di Roma (lavori in corso; progetto generale dell'architetto Renzo Piano [7]; progetto esecutivo delle strutture dello Studio Vitone & Associati) rientra in un contesto legislativo del tutto rinnovato dalla legge "Merloni". Questa circostanza ha naturalmente avuto i suoi riflessi anche sugli aspetti tecnico-costruttivi delle strutture portanti in c.a., inerenti il tema della *statica provvisoria.* Si è visto che nel caso dello Stadio San Nicola di Bari ebbe parte determinante nella scelta delle soluzioni da adottare la circostanza che il progetto esecutivo strutturale fosse demandato al Concessionario dei lavori. Si è anche visto che nel caso del Lingotto – al contrario - il progetto esecutivo delle tecniche costruttive era quello predisposto dal Committente, ma solo perché preferito ad ipotesi alternative del Costruttore.

Fig. 21 Veduta di insieme del cantiere dell'Auditorium di Roma, scattata nella primavera del 2001.

Nel caso dell'Auditorium di Roma il progetto esecutivo strutturale a base di gara prescrive che i ponteggi provvisori di sostegno siano tenuti attivi sino al completamento di tutti i getti delle strutture portanti in c.a. della sala da 2700 posti. La prescrizione nasce dal fatto che tutte le pareti in c.a. concorrono al comportamento globale dell'organismo strutturale, e che questo risulta – ad opera compiuta – caratterizzato, nel suo insieme, da una rigidezza di gran lunga maggiore di quella propria delle strutture parziali delle varie fasi esecutive. Pertanto la condizione tecnico-contrattuale esprime l'intento del Progettista (e del Committente) di porre limiti ristretti alla introduzione prematura di stati di sollecitazione non funzionali all'esercizio dell'opera, ma ad esigenze del Costruttore.

La prescrizione di progetto, per quanto impegnativa e condizionante per le attività esecutive, è stata pertanto integralmente assunta a base della programmazione del cantiere.

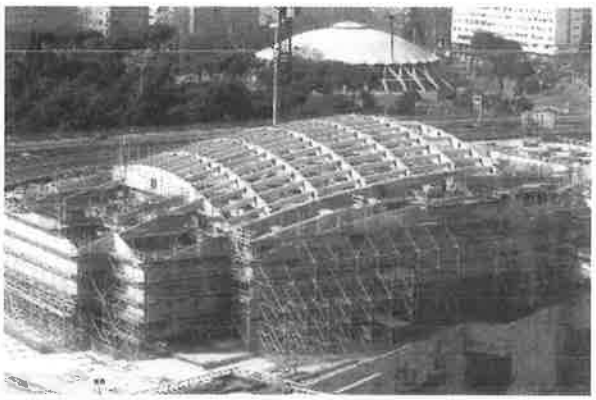


Fig. 22 La sala musica 1200 dell'Auditorium di Roma.

4. Bibliografia

[1] VITONE V., VITONE A. – 1988, Le strutture portanti del nuovo stadio per il calcio e l'atletica leggera in Bari, Continuità, A.R.I.A.P., Bari.

[2] RICE P., LENCZER A., CARFRAE T., SEDGWICK A., 1990, The San Nicola Stadium, Bari, The Arup Journal, D.J. Brown, Londra.

[3] PIANO R., 1990, Il nuovo Stadio di Bari, L'Archivolto, Milano.

[4] STANTON C.H., 1990, Cover story...World Cup Splendour, New Civil Engineer, Magazine of the Institution of Civil Engineers, Thomas Telford House, Londra.

[5] AUTORI VARI, a cura di M. MEZZINA, 2001, Costruire con il cemento armato, UTET LIBRERIA, cap. 10, VITONE A., VITONE V., Il cantiere: progettare e costruire. Lo Stadio San Nicola di Bari.

[6] AUTORI VARI, 1994, Casabella, pagg.52 – 59, SEBASTIANO BRANDOLINI, L'auditorium al Lingotto di Torino.

[7] PETER BUCHANAN, 1998, Renzo Piano Building Workshop complete works, vol.3, Allemandi, Torino.