

A.N.A.S. s.p.a.

Compartimento della viabilità per la Calabria

COSENZA

S.S.n. 107 Cosenza – Crotone

Consulenza tecnica specialistica sul viadotto Cannavino.

ALLEGATO N.6

Prof. Ing. Pietro Monaco

A.N.A.S. s.p.a.
Compartimento della viabilità per la Calabria
COSENZA

S.S. n. 107 Cosenza – Crotona

Consulenza tecnica specialistica sul viadotto Cannavino.

RELAZIONE GENERALE

Prof. Ing. Pietro Monaco



A circular professional stamp from the Chamber of Engineers of the Province of Cosenza. The text inside the stamp includes "INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI COSENZA", "PROF. ING.", "PIETRO MONACO", and "N. 2039". To the right of the stamp is a handwritten signature in black ink.

VIADOTTO CANNAVINO

1. Premessa

Lo scrivente, Prof. Ing. Pietro Monaco, Ordinario di Tecnica delle Costruzioni nella I Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Bari, è stato incaricato dall'ANAS di Catanzaro di eseguire una consulenza tecnica sulle strutture del viadotto Cannavino, costruito negli anni settanta del secolo scorso sulla strada di grande comunicazione Cosenza - Crotona, S.S. n.107, in prossimità dell'abitato di Celico (Cosenza).

La consulenza si è resa necessaria per l'accertamento delle condizioni statiche del viadotto che presenta deformazioni anomale.

Lo scrivente ha ricevuto dall'ANAS la documentazione tecnica relativa al viadotto.

Lo scrivente ha eseguito diverse visite sopralluogo.

Ha fatto eseguire prelievi di campioni di calcestruzzo, prove di carico statiche e dinamiche.

I risultati delle indagini e delle prove sono riportate nei Rapporti di Prove emessi dal Laboratorio Tecnoprove di Ostuni (BR) che ha eseguito i prelievi ed organizzato la messa in opera della strumentazione in punti specifici del viadotto per rilevare le inflessioni nella prova statica e le accelerazioni nella prova dinamica.

Sulla base della documentazione tecnica in possesso, delle risultanze delle prove sui materiali e dei risultati delle prove di carico statiche e dinamiche lo scrivente ha eseguito le verifiche delle principali strutture del viadotto, sia con la normativa in vigore all'atto della progettazione della struttura che alla luce della normativa tecnica attualmente in vigore.

Nella relazione che segue sono sintetizzati i risultati dell'indagine, estratti dai calcoli statici riportati negli allegati.

Fanno parte integrante della relazione generale di verifica delle strutture del viadotto Cannavino i seguenti allegati:

- All. n.1 - Analisi statica della struttura con il solo peso proprio (cannavino3 p.p senza appoggi DEAD2 2012);
- All. n.2 - Analisi statica della struttura con il solo sovraccarico permanente (cannavino 3p.p con appoggi DEAD22012);
- All. n.3 - Analisi statica della struttura con il solo sovraccarico accidentale della Circolare n. 384 (cannavino P1 2012);
- All. n.4 - Analisi della struttura (D.M. 14/1/2008);
- All. n.5 - Valutazione spostamenti e deformazioni con carichi di collaudo.
-
- All. n.6 - Analisi dinamica modale con discretizzazione spaziale della struttura;

2. Descrizione dell'opera

Il viadotto Cannavino è stato realizzato sulla S.S. n. 107 in prossimità dell'abitato di Celico (Cosenza).

E' costituito da cinque campate di luci tra gli assi pile e assi appoggi spalle rispettivamente di:

Sp1-P1	L1 = 60.0 m
P1-P2	L2 = 113.5 m
P2-P3	L3 = 113.5 m
P3 -P4	L4 = 60.70 m
P4 Sp2	L5 = 34.0 m

La struttura è stata progettata in cemento armato e cemento armato precompresso con tre stampelle in corrispondenza delle pile P1-P2-P3 con sbalzi di 52.25 m di lunghezza; solo le due stampelle estreme di lunghezza rispettivamente 60 m (pila P1) e 60.0 m (pila P3) poggiano rispettivamente sulla spalla Sp1 e sulla pila P4.

Alle estremità delle stampelle comprese tra le pile P1 e P2 e tra le pile P2-P3 sono inserite travi di accoppiamento di 8.50 m di lunghezza, semplicemente appoggiate alle estremità delle mensole.

L'ultima campata infine, compresa tra la pila P4 e la spalla Sp2 è semplicemente appoggiata.

Le stampelle sono state costruite a conci successivi con il procedimento a sbalzo e precompressione in opera a partire dal concio centrale sulla pila.

E' questa pertanto una struttura classica precompressa in cui sono stati inseriti vincoli posticipati, dopo la costruzione delle stampelle, sulla spalla Sp1 e sulla pila P4 a sostegno delle rispettive stampelle.

Le due stampelle citate nella fase di costruzione sono delle mensole incastrate alle pile e successivamente, dopo l'introduzione dei vincoli di estremità, sono assimilate a travi appoggiate ad una estremità (rispettivamente sulla spalla Sp1 e sulla pila P4) ed incastrate all'altra estremità.

La presenza di vincoli posticipati comporta la redistribuzione degli stati tensionali relativi alla fase di costruzione delle stampelle a seguito degli effetti che le deformazioni viscosse esercitano sulle strutture a vincoli posticipati.

L'impalcato delle campate Sp1-P1, P1-P2, P2-P3, P3-P4, è costituito da una sezione a cassone di altezza variabile con sbalzi laterali; per quanto detto, l'impalcato è incastrato alle pile P1, P2 e P3 mentre è semplicemente appoggiato sulla pila P4 e sulla spalla Sp1.

L'altezza dell'impalcato è variabile, massimo sulle pile (700 cm) e minimo all'estremità delle stampelle (200 cm). La variabilità dell'altezza dell'impalcato è di tipo parabolico; la stessa legge è stata adottata per descrivere la variabilità dello spessore della parete trasversale inferiore del cassone, dalla sezione di incastro alla estremità dello sbalzo.

L'impalcato compreso tra la pila P4 e la spalla Sp2 è a sezione scatolare di altezza costante con sbalzi laterali.

Le pile sono di tipo scatolare, con sezione trasversale rettangolare cava.

Le pile P1 - P2 - P3 hanno dimensioni trasversali 4.9 m x 7.0 m ed altezza a partire dall'estradosso della fondazione sino all'intradosso dell'impalcato rispettivamente di:

H = 45.0 m	Pila P1,
H = 73.0 m	Pila P2,
H = 30.0 m	Pila P3.

Solo nella pila P2 a partire dall'estradosso fondazioni e per un'altezza di 13 m è prevista una sezione piena con riempimento della sezione cava.

La pila P4 infine ha una sezione trasversale anch'essa scatolare di dimensioni esterne 4.90 m x 2.45 m ed un'altezza $H = 12.0$ m.

Le fondazioni delle pile P1-P2 e P3 sono a pozzo di sezione ellittica; mentre quelle della pila P4 è costituita da una zattera di fondazione poggiata su sei pali ϕ 1000 disposti su due file.

Infine le spalle sono fondate su cinque pali di diametro 1000 disposti su due file.

I vincoli previsti in progetto sono del tipo:

Spalla Sp1	appoggio scorrevole in direzione longitudinale
Pile P1 – P2 – P3	incastro
Trave di accoppiamento tra le pile P1-P2 e le Pile P2-P3	appoggio scorrevole e cerniera fissa
Pila P4	appoggi scorrevoli in direzione longitudinale
Spalla Sp2	cerniera fissa

Con questi vincoli esterni la pila P2 è una struttura isostatica esternamente; le pile P1 e P3 e le relative stampelle sono strutture con un grado di iperstaticità esterna.

Questi vincoli, definiti in fase di progetto, sono stati successivamente variati a seguito di un intervento che si descriverà nel paragrafo n. 2.1. e che sostanzialmente ha introdotto un vincolo estensionale longitudinale tra le stampelle e le travi di accoppiamento.

Nelle tavole che si allegano sono riportate le dimensioni geometriche dei principali elementi strutturali descritti sia dell'impalcato che delle pile.

2.1. Fasi di costruzione accertamenti tecnici e collaudo

In fase di costruzione la prima e la seconda campata lato Cosenza sono state coinvolte in un crollo le cui cause sono state addebitate alla rottura, durante la fase di costruzione della trave di accoppiamento della seconda campata, della centina metallica. Il crollo ha interessato la prima campata ed il braccio a sbalzo dalla pila P1 della seconda campata. Nel crollo ha subito danni anche la testa della pila P1.

Gli interventi di ricostruzione, progettati dall'Ing. Silvano Zorzi, esperto progettista di ponti e viadotti, sono consistiti in:

- demolizione e ricostruzione della sommità della pila P1 e rinforzo di quest'ultima con anelli di cemento armato posti ad interasse di 4.5 m;
- ricostruzione della travata tra la spalla SP1 e la pila P1, dello sbalzo della campata P1-P2 e della trave tampone;
- rinforzo della testa della pila in corrispondenza del collegamento con la travata per mezzo di una incamiciatura in cemento armato e con disposizione di barre Dywidag.

L'intera opera dopo la ricostruzione è stata totalmente verificata dal Prof. Ing. Giulio Ceradini, studioso e grande luminare di costruzione di ponti e viadotti.

Le verifiche statiche furono eseguite sotto l'effetto del sisma, secondo la legge n. 1684 del 25/11/1962 e la circolare A.N.A.S. n. 605 del 3/7/1964.

Inoltre fu eseguita un esaustivo controllo dei materiali utilizzati sia per la costruzione che per la ricostruzione della parte demolita.

Le verifiche sia con carichi statici che con le azioni sismiche sono risultate tutte positive.

Il Prof. Ceradini si interessò, per conto della commissione di collaudo, anche delle prove di carico. I risultati ottenuti sono riportati nel seguito.

- Campata P3-P4 carico di prova $q = 7.2$ t/ml sez. a 22.8 m dalla pila P4

freccia teorica $\delta = 20.1$ mm

freccia sperimentale $\delta = 19.1$ mm

- Campata P3-P2 carico di prova $q = 7.2$ t/ml sez. estremità sbalzo dalla pila P3

freccia teorica $\delta = 98,0$ mm

freccia sperimentale $\delta = 67,6$ mm

- Campata P3-P2 carico di prova $q = 7.2$ t/ml sez. estremità sbalzo dalla pila P2

freccia teorica $\delta = 107,0$ mm

freccia sperimentale $\delta = 88,7$ mm

- Campata P1-P2 carico di prova $q = 8,0$ t/ml sez. estremità sbalzo dalla pila P2

freccia teorica $\delta = 120,8$ mm

freccia sperimentale $\delta = 127,2$ mm

- Campata P1-P2 carico di prova $q = 8,0$ t/ml sez. estremità sbalzo dalla pila P1

freccia teorica $\delta = 102,1$ mm

freccia sperimentale $\delta = 82,4$ mm

- Campata SP1-P1 carico di prova $q = 8,0$ t/ml sez. a 23,5 m dalla spalla SP1

freccia teorica $\delta = 26,2$ mm

freccia sperimentale $\delta = 22,3$ mm

2.2. Modifiche intervenute sulle schema statico di progetto

Il Prof. Ceradini al punto n.10 “Raccomandazioni” della sua relazione così si esprime:

“Si raccomanda di realizzare dispositivi che impediscano la sconnessione del collegamento tra gli sbalzi delle stampelle e le travi tamponi. Questi dispositivi dovrebbero essere realizzati in modo da non ostacolare le dilatazioni termiche, assicurando tuttavia un collegamento efficiente in caso di vibrazioni dovute al sisma. Ciò particolarmente per quanto concerne le deformazioni trasversali provocate dalla torsione delle pile”.

L'intervento realizzato sul viadotto è stato eseguito con dadi in calcestruzzo realizzati alle estremità delle stampelle che sorreggono le travi tamponi. Per ciascuna trave tamponi sono stati messi in opera due cavi di acciaio ancorati ai dadi descritti, solidarizzati alla trave tamponi in corrispondenza dei traversi di testata. I due cavi collegano pertanto le estremità delle stampelle ed impediscono spostamenti relativi delle due estremità e della trave tamponi.

3. Norme in vigore all'epoca della progettazione

La progettazione dell'opera è stata eseguita sulla base delle seguenti Norme, in vigore all'epoca della progettazione del viadotto (26 novembre 1971):

- **D.L. 2229 del 16 novembre 1939 :**
“Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”;
- **Circolare del Consiglio Superiore dei LL.PP. n.384 del 4 febbraio 1962:**
“ Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali”;
- **Legge 25 novembre 1962 n. 1684 e relative circolari:**
“ Particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

4. Dosatura e qualità dei materiali impiegati

Sono stati previsti in progetto i seguenti materiali:

- Calcestruzzo fusti pile $R = 350$ con dosaggio di 300 kg/mc di cemento tipo 730
- Calcestruzzo sommità pile $R = 400$ con dosaggio di 400 kg/mc di cemento tipo 730
- Calcestruzzo pozzi confezionato con 300 kg/mc di cemento tipo 730
- Acciaio ordinario tipo ALE ad aderenza migliorata con $\sigma_s = 4400$ kg/cm²
- Acciaio armonico per la precompressione tipo Dywidag St 85/105 in barre ϕ 32.

Le tensioni ammissibili previste dal D.L. 2229 del 16 novembre 1939 sono:

- calcestruzzo
$$\sigma_c = 75 + (\sigma_{c,28} - 225) / 9 = 88.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{per } R = 350$$
$$\sigma_c = 75 + (\sigma_{c,28} - 225) / 9 = 94.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{per } R = 400$$
$$\tau_{c,\min} = 6 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\tau_{c,\max} = 16 \text{ kg/cm}^2.$$
- acciaio ALE
$$\sigma_s = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{comunque non superiore a}$$
$$\sigma_s = 4400 / 2 = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Sovraccarichi permanenti sull'impalcato

La larghezza dell'impalcato è di 10.50 m con due marciapiedi laterali di 50 cm di spessore.
La larghezza carrabile è di 9.50 m.

Le rifiniture previste sull'impalcato sono:

- pavimentazione	220 x 9.5	= 2090 kg/ml
- cordoli	2 x 0.168 x 2500	= 840 “
- guard-rail e rete	2 x 50	= 100 “
		<hr/>
totale sovr. perm.		3030 kg/ml

6. Sovraccarichi mobili verticali sull'impalcato

La **Circolare n. 384** del 1962 prevedeva la presenza di carichi sia civili che militari, con colonne affiancate, oppure, per ponti di piccola luce, di carichi isolati.

La larghezza di ingombro della colonna dei carichi militari era di 3.50 m, mentre quella dei carichi civili di 3.0 m.

Le colonne dovevano essere disposte sull'impalcato con la massima eccentricità per ottenere le massime sollecitazioni trasversali.

Il massimo carico verticale che, in base alla circolare, deve essere posto sull'impalcato è costituito da tre colonne: una di carichi militari e due di carichi civili.

Nel caso in esame non è stato previsto carico ripartito sui marciapiedi in quanto con il guard-rail e la rete metallica posti sui marciapiedi è impedito il transito pedonale.

La colonna di carichi militari più gravosa è quella relativa allo schema n.5, che prevede un treno indefinito di carichi militari da 32 t, distribuiti su 6 assi e con sagoma longitudinale di 7.80 m di lunghezza.

La colonna di carichi civili più gravosa è quella relativa allo schema n.1, che prevede la colonna indefinita di autocarri da 12 t, su due assi di 4 e 8 t, con sagoma longitudinale di 6.0 m di lunghezza.

L'incremento dinamico percentuale previsto dalla Circolare n. 384 è :

$$\phi = (100-L)^2 / (250 - L)$$

con L distanza tra gli appoggi a terra.

Nel caso in esame si devono considerare tre coefficienti dinamici

- prima campata Sp₁-P₁ L = 60 m

$$\phi = (100-L)^2 / (250 - L) = 8,42 \quad \Phi = 1,0842$$

- seconda e terza campata P₁-P₂-P₃ L = 113.5 m

$$\phi = 0 \quad \Phi = 1$$

- quinta campata P₄-Sp₂ L = 34 m

$$\phi = (100-L)^2 / (250 - L) = 20,26 \quad \Phi = 1,203$$

7. Sollecitazioni sulle strutture

7.1. Carichi permanenti

Le sollecitazioni relative ai carichi permanenti (peso proprio e sovraccarichi permanenti) sono valutate su due distinti schemi strutturali:

- il peso proprio, per la tipologia di costruzione adottata, agisce su uno schema statico in cui mancano sia il vincolo sulla spalla SP1 che l'appoggio sulla Pila P4 della terza campata.

Per valutare le sollecitazioni la struttura è stata discretizzata con un sistema piano; il file è (Cannavino 3 p.p. senza appoggi).

Il sovraccarico permanente di 3.030 t/ml è esteso a tutta la lunghezza della struttura ed agisce sulla struttura variata rispetto alla precedente per la messa in opera del vincolo sulla spalla SP1 e sulla Pila P4. Le sollecitazioni sono riportate nel file (Cannavino 3).

Le sollecitazioni nelle principali sezioni di verifica della struttura sono riassunte nella tabella che segue.

Tabella n.1

	Peso	Proprio	Sovracc.	Perman.
Sez. incastro	N [t]	M33 [tm]	N [t]	M33 [tm]
Base Pila P1	3649.66	3126	311.6	1989.7
Base Pila P2	4620.12	0	349.8	292.9
Piena Pila P2	5756.85	0	349.8	353.7
Base Pila P3	3214	1975	316.5	611.62
Base Pila P4	474,4	260	96.6	4.9
Sezione incastro	T [t]	M33 [tm]	T [t]	M33 [tm]
Stampella P2-P3	1033.3	23712	151.6	4061
Stampella P1-P2	1033	23712	152.1	4074
Stampella P1-SP1	1050	26658	120	1983
Stampella P3-P4	1054	25565	128	2403
Prima campata			0	387.4
Quarta campata	249.7	2121.9	52.5	446.4

In realtà la presenza di vincoli posticipati per effetto dei fenomeni viscosi altera lo stato di sollecitazione trovato in precedenza.

L'effetto delle deformazioni comporta una riduzione delle sollecitazioni relative al peso proprio.

Lo stato di sollecitazioni si avvicina a quello che si avrebbe se l'intero peso proprio agisse sulla struttura con i vincoli posticipati.

Un calcolo esatto di questa migrazione delle sollecitazioni è possibile solo se si conoscono con esattezza le fasi costruttive, i tempi di realizzazione dei singoli conci le forze di precompressione e la qualità dei materiali utilizzati, nonché le condizioni ambientali.

Dopo oltre trentenni dalla costruzione con le vicissitudini descritte subite dall'opera un calcolo "esatto" pur nell'ambito della viscosità lineare e del metodo algebrico sarebbe una pura esercitazione teorica. In questi casi si adottano metodi approssimati, a vantaggio di sicurezza, che consistono nel definire l'aliquota di migrazione della sollecitazione e di conseguenza le sollecitazioni finali agenti sulla struttura a deformazioni viscosi esaurite.

Se si indicano con M_0 le sollecitazioni relative al peso proprio in assenza degli appoggi sulla spalla SP1 e sulla pila P4 e con M_1 quelle con i vincoli posticipati, le sollecitazioni finali sono date da:

$$M = M_0 - (M_0 - M_1) \times \xi$$

con $\xi = 0.50$.

Nella tabella che segue sono riportate le nuove sollecitazioni valutate con la suddetta espressione relative al solo peso proprio della struttura.

Per alcune sezioni, a vantaggio di sicurezza sono state lasciate le sollecitazioni massime senza la riduzione citata.

Tabella n.2

Sez. incastro	Peso N [t]	Proprio M33 [tm]	Peso N [t]	Proprio M33 [tm]	Peso N [t]	Proprio M33 [tm]	T [t]
Base Pila P1	3649.66	3126	3405	9645	3527	6386	444
Base Pila P2	4620.12	0	4620	1188	4620	1188	19
Piena Pila P2	5756.85	0	5756	1434	5756	1434	19
Base Pila P3	3214	1975	3006	4594	3110	3285	463
Base Pila P4	474,4	260	702	50	588.2	260	
Sezione incastro	T [t]	M33 [tm]	T [t]	M33 [tm]			
Stampella P2-P3	1033.3	23712				23712	1033
Stampella P1-P2	1033	23712				23712	1033
Stampella P1-SP1	1050	26658	841	12846		19742	1050
Stampella P3-P4	1054	25565	858	13782		19673	1054
Prima campata							
Quarta campata	249.7	2121.9				2122	250

Nella tabella che segue sono riportate le sollecitazioni relative a tutti i carichi permanenti valutate con la suddetta espressione.

Tab. n.3

	Peso	Proprio	Sovracc.	Perman.	Totale	Totale	
Sez. incastro	N [t]	M33 [tm]	N [t]	M33 [tm]	N [t]	M33 [tm]	T [t]
Base Pila P1	3527	6387	311.6	1989.7	3839	8377	444
Base Pila P2	4620	1188	349.8	292.9	4970	1481	19
Piena Pila P2	5756	1434	349.8	353.7	6106	1792	19
Base Pila P3	3110	3285	316.5	611.62	3722	3897	463
Base Pila P4	588.2	260	96.6	4.9	685	265	
Sezione incastro			T [t]	M33 [tm]	T [t]	M33 [tm]	
Stampella P2-P3	1033	23712	174.9	4667.4	1208	28380	
Stampella P1-P2	1033	23712	174.9	4667.4	1208	28380	
Stampella P1- SP1	1050	19742	136.7	2628.1	1187	22370	
Stampella P4-P3	1054	19673	141.6	2880.3	1196	22553	
Prima campata			0	387.4		387	
Quarta campata	250	2122	52.5	446.4	302	2568	

7.2. Sollecitazioni massime dovute ai sovraccarichi mobili verticali

Le sollecitazioni sulle strutture dovute alle azioni variabili verticali ed al sisma si valutano per le due seguenti azioni:

- azioni e sollecitazioni valutate seguendo le prescrizioni della Circolare n. 384;
- azioni e sollecitazioni valutate seguendo le prescrizioni del D.M. 14/1/2008.

7.2.1. Sollecitazioni massime di progetto (Circolare n. 384)

Si valutano le sollecitazioni massime nelle sezioni di incastro delle stampelle e nella prima e quinta campata.

a) Sollecitazioni sulle stampelle della pila P2

Le sollecitazioni che si troveranno sono valide anche per la stampella destra della pila P1 e per la stampella sinistra della pila P3.

Si dispone il carico accidentale sia sulla stampella che sulla trave di accoppiamento.

Si dispone la prima colonna di carichi militari con eccentricità di 3.0 m; la prima colonna dei carichi civili con eccentricità di - 0.25 m e la seconda colonna di carichi civili con eccentricità di - 3.25 m.

Gli schemi di carico utilizzati confermano praticamente le sollecitazioni riportate in progetto (Cfr. Calcoli statici fondazioni - spalle e pile) della Perizia di variante tecnica e suppletiva emessa in data 26 novembre 1971 allegato n.5/7.

- Sezione di incastro della stampella

$$M_1 = 11258 \text{ tm}$$

$$T_{\max} = 394 \text{ t}$$

$$M_l = 284.6 \text{ tm}$$

b) Sollecitazioni sulla stampella della pila P1

Per la prima campata, con la luce tra gli appoggi a terra di 60 m, i carichi ripartiti equivalenti flettenti e taglianti sono:

a) carichi flettenti

- carico militare schema n. 4	$q_{fm} = 3.621 \text{ t/ml}$	$q_{fm} = 3.621 * 1.0842 = 3.926 \text{ t/ml}$
- carico civile schema n.1	$q_{fc} = 2.004 \text{ t/ml}$	$q_{fc} = 2.004 * 1.0842 = 2.173 \text{ t/ml}$

b) carichi taglianti

- carico militare schema n. 4	$q_{tm} = 4.041 \text{ t/ml}$	$q_{tm} = 4.041 * 1.0842 = 4.381 \text{ t/ml}$
- carico civile schema n.1	$q_{tc} = 2.133 \text{ t/ml}$	$q_{tc} = 2.133 * 1.0842 = 2.313 \text{ t/ml}$

Il carico totale con una colonna di carichi militari e due colonne di carichi civili è:

a) carico flettente (tre colonne)	$q_f = 3.926 + 2 \times 2.173$	$= 8.272 \text{ t/ml}$
carico torcente	$mt = 3.926 * 3.0 - 2.173 * (0.25 + 3.25)$	$= 4.173 \text{ tm/ml}$

b) carico tagliante (tre colonne)	$qt = 4.381 + 2 * 2.313$	$= 9.007 \text{ t/ml}$
carico torcente	$mt = 4.381 * 3.0 - 2.313 * (0.25 + 3.25)$	$= 5.047 \text{ tm/ml}$

Il carico totale con una colonna di carichi militari ed una colonna di carichi civili è:

c) carico tagliante (due colonne)	$qt = 4.381 + 2.313$	$= 6.694 \text{ t/ml}$
carico torcente	$mt = 4.381 * 3.0 - 2.313 * 0.25$	$= 12.565 \text{ tm/ml}$

Con i coefficienti di influenza riportati nella relazione di calcolo le sollecitazioni nella sezione di incastro della stampella sono:

$$M_l = 10374 \text{ tm}$$

$$T_{\max} = 356.4 \text{ t}$$

Con carico solo sulla prima campata le sollecitazioni sono:

$$M_l = 4698 \text{ tm}$$

$$T_{\max} = 351.01 \text{ t}$$

Il momento massimo in campata è

$$M_l = 1415 \text{ tm.}$$

7.3. Azioni sismiche

Il Ministero dei Lavori Pubblici ha emesso, in data 12 agosto 1964, la Circolare n. 339 esplicativa della Legge 25/11/1962 n. 1684 con le "Prescrizioni particolari per il calcolo dei ponti stradali in zone sismiche".

La zona sismica su cui insiste il ponte era, con la classificazione in vigore alla data del progetto, di seconda categoria.

Le principali prescrizioni relative alle azioni sismiche che si dovevano considerare nei ponti erano:

- **la combinazione di azioni da considerare per la verifica sismica comprende i carichi e sovraccarichi permanenti e le forze orizzontali di origine sismica relative ai suddetti carichi permanenti agenti sia in senso longitudinale che trasversale, pari al 7% o 10% rispettivamente per ponti in zona sismica di II oppure I categoria;**
- **gli sbalzi, anche di notevole lunghezza, sono ammissibili purché si verifichino tenendo conto dell'azione sismica sussultoria, valutata aumentando i carichi del 40%, sia pure considerando solo un terzo del sovraccarico di progetto;**
- **l'azione sussultoria e quella ondulatoria non saranno supposte contemporanee.**

Per l'impalcato quindi si deve considerare l'effetto sismico verticale contemporaneamente sia sulle stampelle che sulle campate appoggiate.

a) Sollecitazioni in presenza di sisma sulla stampella della pila P₂

Per le stampelle è necessario eseguire una verifica anche con le azioni sismiche.

Con le condizioni previste dalla Circolare citata le sollecitazioni in fase sismica sono superiori a quelle in presenza del massimo carico accidentale. I valori sono nel file "Comb1".

Nella sezione di incastro della stampella le sollecitazioni massime valgono:

$$M_1 = 43680 \text{ tm}$$

$$T_{\max} = 1822 \text{ t}$$

Con questi valori si verifica la sezione di incastro delle stampelle.

b) Sollecitazioni sulle pile

Si verificano le pile per la combinazione sismica che è certamente la più impegnativa per le strutture.

Si considerano azioni sismiche longitudinali e trasversali.

L'azione sismica orizzontale longitudinale sulle prime quattro campate è totalmente assorbita dalle tre pile P₁-P₂-P₃ a seguito del collegamento estensionale inserito tra le travi di accoppiamento e le stampelle adiacenti. Per sisma trasversale invece tutta la struttura è interessata contemporaneamente. I valori delle sollecitazioni trovate sono riassunte nella tabella che segue. I risultati globali sulla struttura sono indicati negli allegati SisS.long. e Sis. Trasv.

Tab. n.4

	sisma		Longit.	sisma trasversale	
Sez. incastro	N [t]	T [t]	M33 [tm]	T [t]	M22 [tm]
Base Pila P1	7.3	108.5	2326.0	269.2	10538.8
Base Pila P2	0	109.4	1454.4	275.8	11465.7
Piena Pila P2	0	189.0	3394.5	355.4	15568.1
Base Pila P3	4.6	77.7	1572.7	281.5	7971.1
Base Pila P4	4.6	22.9	228.8	65.6	1146.0

Nella tabella che segue sono riportate le sollecitazioni totali nelle sezioni esaminate in presenza di sisma longitudinale e di carichi permanenti.

Tab. n.5

	sisma		Longit.	Carichi perm.			Totali		
Sez. incastro	N [t]	T [t]	M33 [tm]	N [t]	M33 [tm]	T [t]	N [t]	T [t]	M33 [tm]
Base Pila P1	7.3	108.5	2326.0	3839	8377	444	3846	553	10703
Base Pila P2	0	109.4	1454.4	4970	1481	19	5079	128	4876
Piena Pila P2	0	189.0	3394.5	6106	1792	19	6106	208	5187
Base Pila P3	4.6	77.7	1572.7	3722	3897	463	3727	541	5470
Base Pila P4	4.6	22.9	228.8	685	265		690	22.9	517

Nella tabella che segue sono riportate le sollecitazioni totali nelle sezioni esaminate in presenza di sisma trasversale e di carichi permanenti.

Tab. n.6

	sisma	Trasv.	Carichi perm.		Totali			Totali		
Sez. incastro	Tt [t]	M22 [tm]	N [t]	M33 [tm]	Tt [t]	N [t]	Tt [t]	Tt [t]	M22 [tm]	M33 [tm]
Base Pila P1	269.2	10539	3839	11633	444	3839	269	444	10539	11633
Base Pila P2	275.8	11466	4970	1481	19	4970	276	19	11466	1481
Piena Pila P2	355	15568	6106	1792	19	6106	355	19	15568	1792
Base Pila P3	282	7971	3437	5206	463	3437	282	463	7971	5206
Base Pila P4	66	1146	685	265		685	66		1146	265

7. Verifiche delle sezioni

Le sollecitazioni trovate sono praticamente coincidenti con quelle di progetto oppure inferiori per cui le verifiche degli elementi strutturali sono quelle di progetto.

8. Verifica del viadotto con le azioni del D.M. 14/1/2008

Il D.M. 14/1/2008 prescrive per i ponti e viadotti i seguenti sovraccarichi verticali variabili:

- le colonne di carico hanno una larghezza convenzionale di 3.0 m;
- la prima colonna è costituita da un carico isolato, di 60 t con due assi a distanza di 1.2 m, che occupa una lunghezza di 15 m, e da un carico uniforme distribuito di intensità pari a 2.7 t/ml;
- la seconda colonna è costituita da un carico isolato, di 40 t con due assi a distanza di 1.2 m, che occupa una lunghezza di 15 m, e da un carico uniforme distribuito di intensità pari a 0.75 t/ml;
- la terza colonna è costituita da un carico isolato, di 20 t con due assi a distanza di 1.2 m, che occupa una lunghezza di 15 m, e da un carico uniforme distribuito di intensità pari a 0.75 t/ml;

8.1. Sollecitazioni massime dovute ai carichi mobili verticali di progetto

Si valutano le sollecitazioni massime nelle sezioni di incastro delle stampelle e nelle sezioni soggette a momento positivo della prima e quinta campata.

a) Sollecitazioni sulle stampelle della pila P2 (cannavino 2012- 2008 L1 , 2008L11)

Le sollecitazioni che si trovano sono valide anche per la stampella destra della pila P1 e per la stampella sinistra della pila P3.

Si dispone il carico sulla stampella e sulla trave di accoppiamento.

Si dispone la prima colonna di carichi con eccentricità di 3.125 m, la seconda colonna dei carichi con eccentricità di + 0.125 m e la terza colonna di carichi con eccentricità di - 2.875 m.

- Sezione di incastro della stampella della pila P2

$$M_l = (2658.5 \times 2.0 + 3458.1 \times 1.56) = 10711.6 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 61.2 \times 2.0 + 146.2 \times 1.56 = 350.47 \text{ t}$$

$$M_t = (61.2 \times 3.125 + 40.8 \times 0.125 - 20.4 \times 2.875) + 146.2 \times 3.125 + 146.2 \times 0.278 \times (0.125 - 2.875) = 137.7 + 345.10 = 482.4 \text{ tm}$$

- Sezione di incastro della stampella della pila P1

$$M_l = (2752.6 \times 2.0 + 3635.1 \times 1.56) = 11175.9 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 61.2 \times 2.0 + 146.2 \times 1.56 = 350.47 \text{ t}$$

$$M_t = (61.2 \times 3.125 + 40.8 \times 0.125 - 20.4 \times 2.875) + 146.2 \times 3.125 + 146.2 \times 0.278 \times (0.125 - 2.875) = 137.3 + 345.10 = 482.4 \text{ tm}$$

I valori di progetto calcolati con le prescrizioni contenute nella Circolare n. 384, ossia:

$$M_l = 11258 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 394 \text{ t}$$

$$M_t = 284.63 \text{ tm,}$$

sono, se si esclude il torcente, superiori a quelli calcolati con la nuova norma.

Si precisa infine che le tensioni tangenziali valutate con queste ultime sollecitazioni sono inferiori a quelle valutate con le sollecitazioni di progetto, stante la significativa differenza di sollecitazione tagliante.

b) Sollecitazioni sulla quarta campata

Per la quarta campata con la luce tra gli appoggi a terra di 33.3 m con due sbalzi di * 0.7 m i carichi ripartiti equivalenti flettenti e taglianti sono (si assume L= 33.0 m):

Sollecitazioni massime

$$M_{max} = 492 \times 2 + 390.1 \times 1.56 = 1592.56 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 30.0 \times 2 + 45.9 \times 1.56 = 131.6 \text{ t}$$

$$M_t = (30 * 3.125 + 20 * 0.125 - 10 * 2.875) + 45.9 \times 3.125 + 45.9 \times 0.278 \times (0.125 - 2.875) = 67.5 + 108.34 = 175.84 \text{ tm}$$

I valori di progetto calcolati con le prescrizioni contenute nella Circolare n. 384, ossia:

$$M_{max} = 9820 * 33.3^{2/8} * 1.203 = 1637.48 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 10901 * 33.3/2 * 1.203 = 218.35 \text{ t}$$

$$M_t = 7082 * 33.3/2 * 1.203 = 141.85 \text{ tm}$$

Praticamente coincidono con quelli calcolati con la nuova norma.

In conclusione in assenza di sisma le sollecitazioni sull'impalcato con i carichi previsti dalla Circolare n. 384 sono confrontabili con quelle che si ottengono applicando i sovraccarichi mobili previsti dalla Norma del D.M. 14/1/2008.

L'impalcato pertanto con le azioni statiche verticali previste nel D.M. 14/1/2008 ha margini di sicurezza sufficienti a rispettare i limiti di sicurezza previsti nella norma.

9.2. Sollecitazioni sulle pile

Si determinano le sollecitazioni di progetto sulle pile.

9.2.1. Sollecitazioni per carichi sismici

Si verificano le pile per la combinazione sismica che è certamente la più impegnativa per queste strutture.

Si considerano azioni sismiche orizzontali (longitudinali e trasversali) e verticali.

L'azione sismica longitudinale relativa alle prime quattro campate è totalmente assorbita dalle tre pile P1-P2-P3 a seguito del collegamento estensionale inserito sulle travi di accoppiamento.

Per l'azione sismica trasversale si deve prendere in esame l'intera struttura.

La nuova Norma prevede la verifica delle strutture allo S.L.U. ed allo S.L.E.

a) Verifiche allo S.L.U.

Sollecitazioni di calcolo

La nuova classificazione sismica del territorio nazionale prevede per il comune di Celico zona sismica di prima categoria.

L'azione sismica è valutata con lo spettro elastico previsto dal D.M. 2008.

Per le caratteristiche del viadotto il coefficiente di struttura deve necessariamente essere pari a:

$q = 1.5$ sia per le azioni orizzontali che verticali.

Lo spettro di progetto è valutato per il terreno di tipo "C".

L'azione sismica è valutata con la seguente combinazione:

$$E = E_x * 1.0 + E_y * 0.30 + E_z * 0.30 ,$$

con E_x , E_y , E_z sollecitazioni dovute rispettivamente al sisma longitudinale, trasversale e verticale, con rotazione dei coefficienti numerici per le tre azioni sismiche.

Le masse strutturali sono quelle relative al peso proprio ed ai sovraccarichi permanenti.

Il viadotto è stato discretizzato dapprima con una struttura monodimensionale con le effettive sezioni resistenti. Su questa struttura sono state ricavati i modi di vibrare ed i relativi periodi.

Successivamente la struttura è stata discretizzata con un modello spaziale molto più complesso costituito da shell e frame.

Anche per questo modello è stata eseguita un'analisi modale per ricavare i modi di vibrare della struttura.

E' stata verificata la coincidenza dei modi del modello spaziale con quello lineare.

Le sollecitazioni si valutano con l'analisi modale.

La Norma infine prevede che l'azione sismica sia combinata con i carichi e sovraccarichi permanenti e con la precompressione a cadute di tensione esaurite, ossia le sollecitazioni sono valutate con la seguente combinazione di azioni:

$$E + G_k + P_k$$

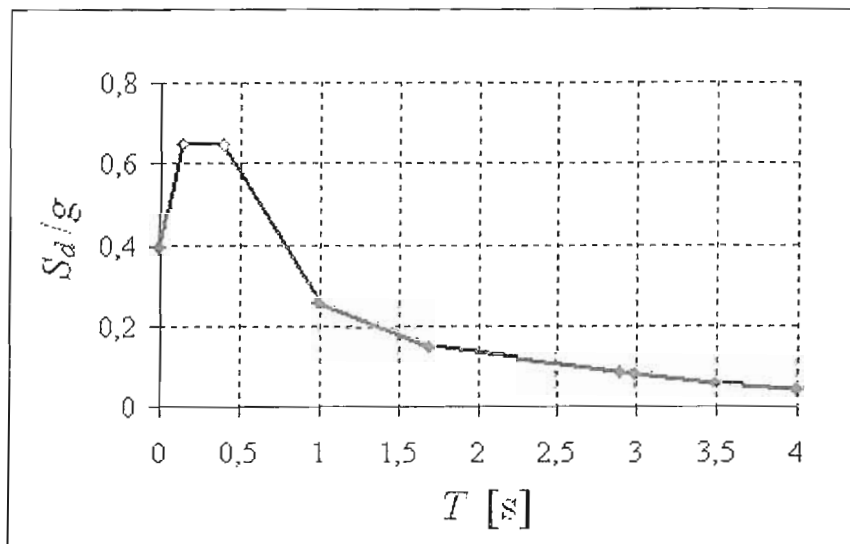
I parametri sismici sono riportati nel seguito.

Categoria di Suolo:C

g	9,81
a ₀	3,18825
S	1,222
T _b	0,132333
T _c	0,397
T _d	2,9
η	0,666667
q	1,5
q ₀	3,45
α ₀ /α ₁	1,15
F ₀	2,455

Spettro elastico delle componenti orizzontali				
T	T-T _b	T _b -T _c	T _c -T _d	T>T _d
T	0	0,4	2	4
Se	3,896042	6,376521	1,265739	0,458831
Se/g	0,39715	0,650002	0,129025	0,046772

0	3,896042	0,39715
0,132333	6,376521	0,65
0,397	6,376521	0,65
1	2,531479	0,25805
1,7	1,489105	0,15179
2,9	0,872924	0,08898
3	0,815699	0,08315
3,5	0,599289	0,06109
4	0,458831	0,04677



L'involuppo delle sollecitazioni di calcolo per le principali sezioni è riportato nelle tabelle che seguono.

La schematizzazione per valutare gli effetti sismici sulle tre pile P1-P2 e P3 è stata eseguita prendendo in esame le tre campate e ponendo in corrispondenza della pila P4 un vincolo elastico trasversale che caratterizza la rigidità trasversale della pila. In senso longitudinale si ricorda che sulla pila gli appoggi degli impalcati sono scorrevoli. E' stata introdotta la massa relativa alla pila ed all'impalcato P4-Sp2.

Le sollecitazioni dovute al sisma sono riportate nella tabella che segue.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
110	0	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	101,721	538,996
110	0	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	81,5803	432,275
110	1	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	61,4395	325,554
110	1	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	41,2988	218,832
110	2	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	21,158	112,111
110	2	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	1,01721	5,38996
110	2	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	1,01721	5,38996
110	3	COMB2	Max	134,4996	215,5984	40,6884	0	2,6E-12	4,6E-12
110	0	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-101,72	-538,996
110	0	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-81,58	-432,275
110	1	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-61,44	-325,554
110	1	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-41,299	-218,832
110	2	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-21,158	-112,111
110	2	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-1,0172	-5,38996
110	2	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-1,0172	-5,38996
110	3	COMB2	Min	-134,5	-215,598	-40,6884	0	-3E-12	-4,6E-12
110	0	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	339,068	229,421
110	0	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	271,933	183,996
110	1	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	204,797	138,57
110	1	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	137,662	93,1449
110	2	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	70,5261	47,7196
110	2	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	3,39068	2,29421
110	2	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	3,39068	2,29421
110	3	COMB3	Max	57,0032	91,7684	135,627	0	8,6E-12	2,1E-12
110	0	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-339,07	-229,421
110	0	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-271,93	-183,996
110	1	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-204,8	-138,57
110	1	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-137,66	-93,1449
110	2	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-70,526	-47,7196
110	2	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-3,3907	-2,29421
110	2	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-3,3907	-2,29421
110	3	COMB3	Min	-57,0032	-91,7684	-135,627	0	-9E-12	-2,1E-12
112	0	COMB2	Max	557,7376	634,5382	98,8824	1180	326,064	12152,8
112	23	COMB2	Max	557,7376	634,5382	98,8824	1180	2397,37	8777,74
112	45	COMB2	Max	557,7376	634,5382	98,8824	1180	4613,94	20002,3
112	0	COMB2	Min	-557,738	-634,538	-98,8824	-1180	-326,06	-12152,8
112	23	COMB2	Min	-557,738	-634,538	-98,8824	-1180	-2397,4	-8777,74
112	45	COMB2	Min	-557,738	-634,538	-98,8824	-1180	-4613,9	-20002,3
112	0	COMB3	Max	319,082	253,4583	329,608	3934	1086,88	5456,15
112	23	COMB3	Max	319,082	253,4583	329,608	3934	7991,24	3071,82
112	45	COMB3	Max	319,082	253,4583	329,608	3934	15379,8	7067,62
112	0	COMB3	Min	-319,082	-253,458	-329,608	-3934	-1086,9	-5456,15
112	23	COMB3	Min	-319,082	-253,458	-329,608	-3934	-7991,2	-3071,82
112	45	COMB3	Min	-319,082	-253,458	-329,608	-3934	-15380	-7067,62
113	0	COMB2	Max	585,5269	305,8263	106,976	700,4	474,48	14533,2
113	30	COMB2	Max	585,5269	305,8263	106,976	700,4	2854,65	7861,32
113	60	COMB2	Max	585,5269	305,8263	106,976	700,4	6055,72	9075,41
113	0	COMB2	Min	-585,527	-305,826	-106,976	-700	-474,48	-14533,2
113	30	COMB2	Min	-585,527	-305,826	-106,976	-700	-2854,7	-7861,32
113	60	COMB2	Min	-585,527	-305,826	-106,976	-700	-6055,7	-9075,41

113	0	COMB3	Max	428,1858	99,6458	356,585	2335	1581,6	4631,39
113	30	COMB3	Max	428,1858	99,6458	356,585	2335	9515,5	2421,04
113	60	COMB3	Max	428,1858	99,6458	356,585	2335	20185,7	2938,16
113	0	COMB3	Min	-428,186	-99,6458	-356,585	-2335	-1581,6	-4631,39
113	30	COMB3	Min	-428,186	-99,6458	-356,585	-2335	-9515,5	-2421,04
113	60	COMB3	Min	-428,186	-99,6458	-356,585	-2335	-20186	-2938,16
114	0	COMB2	Max	599,2909	829,589	301,906	700,4	6055,72	9075,41
114	7	COMB2	Max	599,2909	829,589	301,906	700,4	6847,24	10880,1
114	13	COMB2	Max	599,2909	829,589	301,906	700,4	8049,83	14599,9
114	0	COMB2	Min	-599,291	-829,589	-301,906	-700	-6055,7	-9075,41
114	7	COMB2	Min	-599,291	-829,589	-301,906	-700	-6847,2	-10880,1
114	13	COMB2	Min	-599,291	-829,589	-301,906	-700	-8049,8	-14599,9
114	0	COMB3	Max	441,6539	257,7434	1006,35	2335	20185,7	2938,16
114	7	COMB3	Max	441,6539	257,7434	1006,35	2335	22824,1	3535,12
114	13	COMB3	Max	441,6539	257,7434	1006,35	2335	26832,7	4707,35
114	0	COMB3	Min	-441,654	-257,743	-1006,35	-2335	-20186	-2938,16
114	7	COMB3	Min	-441,654	-257,743	-1006,35	-2335	-22824	-3535,12
114	13	COMB3	Min	-441,654	-257,743	-1006,35	-2335	-26833	-4707,35
115	0	COMB2	Max	699,5858	1592,201	168,073	1300	394,102	19199,7
115	15	COMB2	Max	699,5858	1592,201	168,073	1300	2709,21	17005,6
115	30	COMB2	Max	699,5858	1592,201	168,073	1300	5218,83	36589,6
115	0	COMB2	Min	-699,586	-1592,2	-168,073	-1300	-394,1	-19199,7
115	15	COMB2	Min	-699,586	-1592,2	-168,073	-1300	-2709,2	-17005,6
115	30	COMB2	Min	-699,586	-1592,2	-168,073	-1300	-5218,8	-36589,6
115	0	COMB3	Max	308,899	567,3873	560,244	4333	1313,67	7342,55
115	15	COMB3	Max	308,899	567,3873	560,244	4333	9030,69	5560,49
115	30	COMB3	Max	308,899	567,3873	560,244	4333	17396,1	12217,5
115	0	COMB3	Min	-308,899	-567,387	-560,244	-4333	-1313,7	-7342,55
115	15	COMB3	Min	-308,899	-567,387	-560,244	-4333	9030,7	-5560,49
115	30	COMB3	Min	-308,899	-567,387	-560,244	-4333	-17396	-12217,5

Tabella n. 7 - Sollecitazioni per sisma trasversale

	sisma			trasv.			Carichi perm.	Carichi perm.	Carichi perm.	Totale	Totale	Totale	Totale
Sez.	N [t]	Tl [t]	M33 [tm]	Tt [t]	M22 [tm]	N [t]	M33 [tm]	T [t]	N [t]	M33 [tm]	Tl [t]	M22 [tm]	
Base Pila P1	319	253	7067	329	15379	3839	8377	444	4158 3520	15444	253 444	15379	
Base Pila P2	428	100	2938	357	20186	4970	1481	19	5398 4542	4419	119 357	20187	
Ba Piena Pila P2	442	258	4707	1006	26833	6106	1792	19	6548 5664	6499	277 1006	26833	
Base Pila P3	309	560	12218	567	17396	3722	3897	463	4031 3413	16115	1023 567	17396	
Base	92	41	138	198	2458	685	265		777	403	41	2458	

Pila P4									593		138	
---------	--	--	--	--	--	--	--	--	-----	--	-----	--

Tabella n. 8 Sollecitazioni per sisma longitudinale

Sez.	sisma				long.			Totali			Totali	
	N [t]	Tl [t]	M33 [tm]	Tt [t]	M22 [tm]	N [t]	M33 [tm]	Tl [t]	N [t]	M33 [tm]	Tl [t]	M22 [tm]
Base Pila P1	558	634	20002	99	4614	3839	8377	444	4397 3281	28379	1078 107	4614
Base Pila P2	585	306	9076	107	6056	4970	1481	19	5555 4385	10557	325 302	6056
Piena Pila P2	599	829	14600	302	8050	6106	1792	19	6705 5507	16392	848 302	8050
Base Pila P3	700	1592	36590	168	5219	3722	3897	463	4422 3022	40487	2055 168	5219
Base Pila P4	216	135	459	12	1335	685	265		901 469	724	135 12	1335

Tabella n.9 - Azioni sismiche di progetto

Sez. incastro	sisma		Longit.	sisma trasversale	
	N [t]	T [t]	M33 [tm]	T [t]	M22 [tm]
Base Pila P1	7.3	108.5	2326.0	269.2	10538.8
Base Pila P2	0	109.4	1454.4	275.8	11465.7
Piena Pila P2	0	189.0	3394.5	355.4	15568.1
Base Pila P3	4.6	77.7	1572.7	281.5	7971.1
Base Pila P4	4.6	22.9	228.8	65.6	1146.0

In conclusione le sollecitazioni in presenza di azioni sismiche valutate con le azioni previste nel D.M. 14/1/2008 sono superiori a quelle di progetto; si deve però tener conto che le prime sono riferite a S.L.U. e le seconde a verifica alle tensioni ammissibili, praticamente riferite a S.L.E.

Le differenze sono significative anche in ragione della circostanza che è cambiata la classificazione sismica del territorio del Comune di Celico che all'atto del progetto era classificato di II categoria e con la nuova norma di I categoria.

10.2.2. Prove sui materiali

A seguito del crollo furono fatte numerose prove sui materiali in opera soprattutto per il calcestruzzo dell'impalcato.

Su tutti i conchi fu rilevata la resistenza meccanica del calcestruzzo.

In particolare furono interessati i laboratori:

- Anas di Cesano;
- Anas di Cosenza;
- Geo. Cal. di Cosenza.

Per le stampelle delle pile P2 e P3 è stata inoltre eseguita una campagna di prove sclerometriche sulle pareti e sulla soletta dell'impalcato.

Sulla qualità del calcestruzzo dell'impalcato delle opere non ricostruite pertanto non ci sono dubbi: la sua resistenza caratteristica di 400 kg/cm^2 è stata ampiamente verificata.

Per le opere ricostruite così si è espresso il Prof. Ceradini nella sua citata relazione:

Per i calcestruzzi della travata ricostruita le prove a compressione sono state molto numerose ed hanno dato luogo a risultati del tutto soddisfacenti.

Analoghe osservazioni valgono per l'armatura sia di acciaio normale che in barre Dywidag.

Lo scrivente ha prelevato carote dai fusti delle pile e dall'impalcato al solo fine di verificare se il calcestruzzo negli anni avesse subito riduzioni di resistenza o carbonatazione del copriferro (dalle ultime analisi sui materiali sono trascorsi circa trenta anni).

I risultati dell'indagine sono riportati nel rapporto di prova emesso dal Laboratorio Tecnoprove di Ostuni.

Nel seguito si riassumono i risultati ottenuti

Tab. n.11

Sigla campione	Res. alla compr. (N/mm ²)	Rapporto h/d λ	Fattore di correz. per forma	Resistenza cilindrica corretta (N/mm ²)	Resistenza cubica (N/mm ²)
Soletta campata centrale lato CS cordolo a	42,6	1,01	0,809	34,48	43,10
Soletta campata centrale lato CS cordolo b	37,8	2,06	1,007	38,33	47,91
Soletta lato Celico cordolo a	56,6	1,02	0,810	45,85	57,31
Soletta lato Celico cordolo b	58,7	1,01	0,809	47,52	59,40
Pila centrale lato Celico base a	70,8	1,05	0,819	57,97	72,47
Pila centrale lato Celico base b	61,1	1,06	0,821	50,14	62,68

Pila centrale lato Celico base c	38,1	2,06	1,007	38,33	47,91
Soletta lato Celico	61,5	1,03	0,815	50,07	62,59
Pila centrale lato CS base a	46,0	1,01	0,808	37,21	46,51

E' evidente che le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono superiori a quelle di progetto.

10.2.2.1. Resistenze di calcolo

Per i ponti e viadotti esistenti non è prevista la normativa di verifica o vulnerabilità sismica di tali strutture. Nella O.P.C.M. n. 3274 del 2005 al paragrafo n. 11 sono riportate invece le prescrizioni da seguire nella verifica della vulnerabilità sismica delle strutture degli edifici esistenti.

Si estende, per quanto possibile ai viadotti le prescrizioni previste dalla norma per gli edifici in cemento armato.

Il livello di conoscenza dei materiali risultato sia dalle indagini in sito che dai dati di progetto si ritiene buono e di conseguenza si assume un fattore di confidenza $FC = 1.0$.

Le resistenze di calcolo dei calcestruzzi e dell'acciaio si ricavano dalle resistenze di progetto.

Per le pile il calcestruzzo è risultato di ottima qualità, pertanto nelle verifiche si assume una resistenza caratteristica pari a 400 kg/cm^2

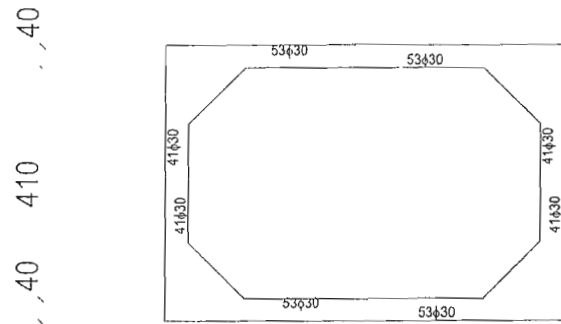
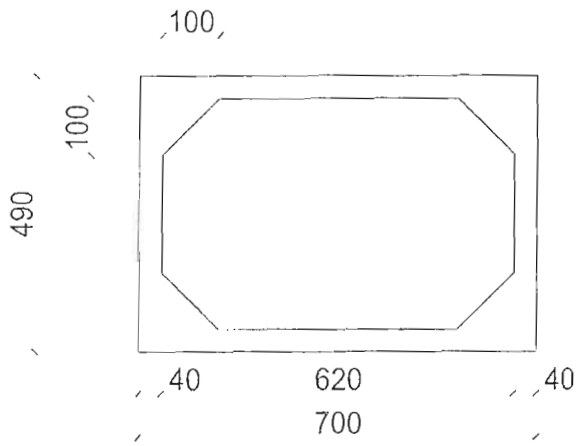
- Calcestruzzo fusti pile	$R_m = 400$ da cui $f_{cd} = 188.1 \text{ kg/cm}^2$
- Calcestruzzo sommità pile	$R_m = 400$ da cui $f_{cd} = 188.1 \text{ kg/cm}^2$
- Calcestruzzo impalcato	$R_m = 400$ da cui $f_{cd} = 188.1 \text{ kg/cm}^2$
- Acciaio normale	ALE 4400 $f_{yd} = 4400 / 1.15 = 3826 \text{ kg/cm}^2$.

Nel seguito si riportano le sollecitazioni resistenti delle principali sezioni degli elementi strutturali del ponte.

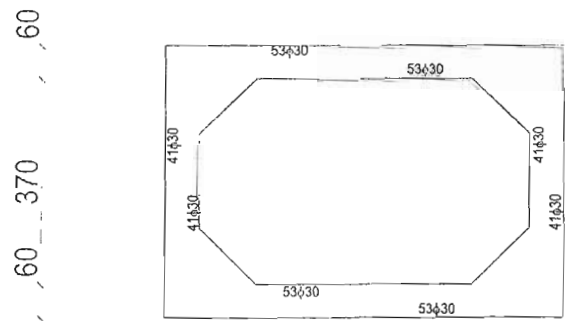
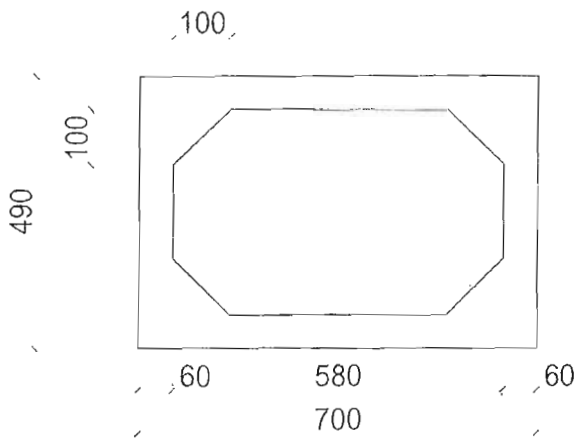
10.2.3. Verifiche delle sezioni resistenti

Nelle figure che seguono sono riportate le sezioni resistenti dei fusti delle pile.

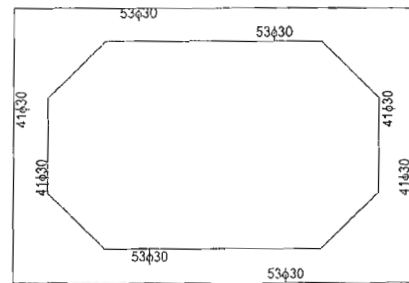
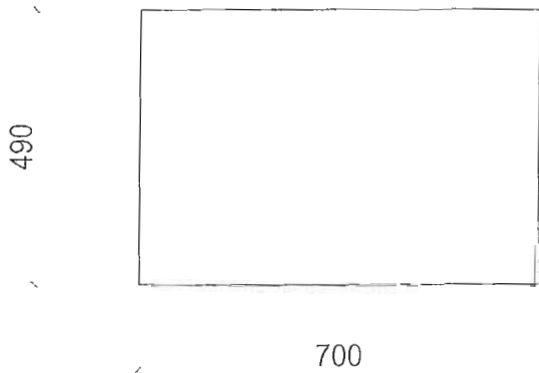
Pila P1 - P3



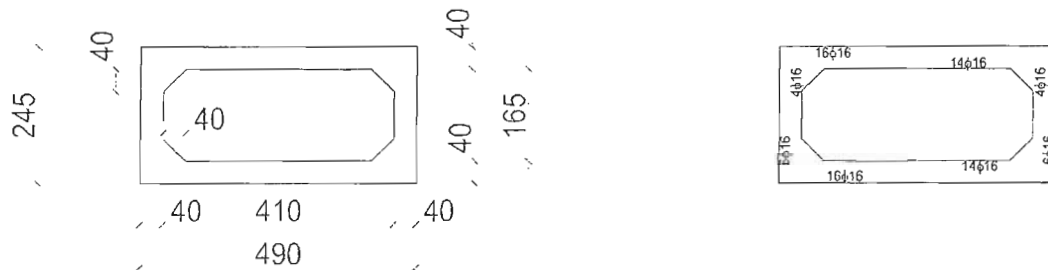
Pila P2



Pila P2



Pila P4



I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella che segue.

Si eseguono le verifiche in pressoflessione retta e si incrementa il momento del 30% di quello trascurato

Tab. n.12 - Sollecitazioni resistenti basi pile

	sisma	Trasv.	sisma	long.
Sez. incastro	Nrd [t]	M22rd [kg/cm ²]	Nrd [kg/cm ²]	M33rd [kg/cm ²]
Base Pila P1	4956	28201	6050	43360
	5900	28419	6405	43353
Base Pila P2	8200	32680	15250	43036
	6732	31885	17323	38586
B.Piena Pila P2	6553	33303	15391	52739
	8324	35876	20940	58930
Base Pila P3	3854	27598	3022	37572
	4701	28138	4442	39421
Base Pila P4	593	2701	545	1307
	1197	3957	901	1685

Le sezioni sono tutte verificate. Solo la sezione di base della pila P3 non è verificata; il rapporto è pari a:

$$M33rd / M33sd = 37572 / (40487 + 0.3 \times 5219) = 0.90$$

Il valore, considerate le condizioni molto severe di verifica e soprattutto che possa verificarsi una redistribuzione per effetto delle plasticizzazioni della sezione, si ritiene accettabile.

12. Caratterizzazione dinamica della struttura

E' eseguita una discretizzazione spaziale del ponte per valutare il suo comportamento dinamico. Sono state fatte prove dinamiche. Per queste si rimanda all'allegato " Prove dinamiche".

13. Prove di carico statiche

Il giorno 21 dicembre 2006 sono state eseguite le prove di carico sulla struttura.

I risultati delle prove sono riportate nel rapporto di prova n. ????? emesso dal Laboratorio Tecnologico "Tecnoprove" di Ostuni (BR) che ha eseguito le rilevazioni delle deformazioni.

Sono stati utilizzati dodici autocarri del peso totale ciascuno di circa 30 t disposti su due file affiancate.

13. 1. Sollecitazioni sulle stampelle della pila P2

Si sono utilizzati 12 autocarri a tre assi di 30 tonnellate di peso complessivo. La lunghezza occupata dal singolo veicolo è di 7.80.

La prima fila ha un eccentricità di + 2.5 m; la seconda di -0.50 m.

- Sezione di incastro della stampella

$$M_{\text{sp.}} = 9666.9 \text{ tm}$$

La percentuale della sollecitazione flessionale di prova rispetto a quella di progetto è :

$$\delta = 9666.9 / 11278 = 0.86$$

Lo spostamento teorico della punta estrema della stampella è (cannavino camion1):

$$\eta_{t_{\text{max}}} = 0.117 \text{ m} = 11.7$$

Lo spostamento sperimentale medio dei due punti di lettura dell'estremità dello sbalzo è risultato di:

$$\eta_{\text{sp.}, \text{max}} = (11.1 + 10.5) / 2 = 10.8 \text{ cm}$$

Inferiore al valore teorico.

13. 2. Sollecitazioni ed inflessioni sulla stampella della pila P1

Si dispongono 12 autocarri a tre assi di 30 tonnellate di peso complessivo. La lunghezza occupata dal singolo veicolo è di 7.80.

La prima fila ha un eccentricità di + 2.5 m; la seconda di -0.50 m.

$$M_{\text{sp.}} = 9524.16 \text{ tm}$$

La percentuale della sollecitazione flessionale di prova rispetto a quella di progetto è :

$$\delta = 9524.16 / 11278 = 0.85$$

Lo spostamento teorico della punta estrema della stampella è:

$$\eta_{t_{3max}} = 0.109 \text{ m} = 10.9 \text{ cm}$$

Lo spostamento effettivo dell'estremità dello sbalzo è risultato di:

$$\eta_{\text{spers,max}} = 8.0 \text{ cm}$$

13.3. Sollecitazioni ed inflessioni sulla prima campata

Si dispongono 12 autocarri a tre assi di 30 tonnellate di peso complessivo. La lunghezza occupata dal singolo veicolo è di 7.80.

La prima fila ha un eccentricità di + 2.5 m; la seconda di -0.50 m.

La sollecitazione massima in campata è:

$$M_{\text{max}} = 1245.0 \text{ tm}$$

La percentuale della sollecitazione flessionale di prova rispetto a quella di progetto è :

$$\delta = 1245 / 1120 = 1.1$$

Lo spostamento teorico della sezione di campata è:

$$\eta_{t_{3max}} = 0.026 \text{ m} = 2.6 \text{ cm}$$

Sono stati disposti i carichi di prova senza rilevare le inflessioni.

13.4. Sollecitazioni ed inflessioni sulla quarta campata

Si dispongono 8 autocarri a tre assi di 30 tonnellate di peso complessivo, posti simmetricamente rispetto all'asse trasversale della campata. Il primo asse posteriore è posto ad 1.50 m dall'asse trasversale. La lunghezza occupata dal singolo veicolo è di 7.80.

La prima fila ha un eccentricità di + 2.5 m; la seconda di -0.50 m.

La sollecitazione massima in campata è:

$$M_{\text{max}} = 607.2 \times 2 = 1214.4 \text{ tm}$$

La percentuale della sollecitazione flessionale di prova rispetto a quella di progetto è :

$$\delta = 1214.4 / 1637 = 0.75$$

Su questa campata è stato disposto il carico di prova. Non si sono rilevate le inflessioni.

I risultati delle prove di carico si possono ritenere positive per i seguenti motivi:

- il comportamento delle strutture è con buona approssimazione lineare;
- le frecce massime misurate sono risultate sempre minori di quelle teoriche;
- le frecce residue sono un'aliquota piccola di quella massima;
- durante le prove di carico non si sono manifestati risultati anomali o fessurazioni.

14. Interventi migliorativi

A causa delle deformazioni viscosi che si sono sviluppate nel tempo in corrispondenza delle sezioni di appoggio dell'impalcato di accoppiamento sulle mensole si sono verificati abbassamenti visibili ad occhio nudo e fastidiosi per il traffico veicolare.

Sembra peraltro che sull'intero impalcato del ponte siano stati sovrapposti nel tempo pavimentazioni in asfalto che hanno praticamente in molte zone annullato il gradino del marciapiede.

Per sanare questa situazione sembra opportuno eseguire le seguenti operazioni.

- svellimento di tutta la pavimentazione esistente sino a raggiungere l'estradosso della soletta in calcestruzzo dell'impalcato. In tal modo si riduce il peso attualmente presente sull'impalcato;
- messa in opera di una nuova guaina impermeabilizzante;
- nelle zone dove si è verificato l'avvallamento dell'impalcato, disporre una struttura metallica di altezza variabile, tipo piastra ortotropa, in modo da ripristinare la livelletta del ponte senza incrementare i carichi permanenti. La piastra ortotropa sarà fissata alla soletta con spinotti metallici saturati con resina. L'estensione e le dimensioni in altezza della piastra varierà da zona a zona in corrispondenza delle travi di accoppiamento. Il peso della piastra ortotropa è largamente compensato dalla differenza di peso tra la vecchia e la nuova;
- messa in opera di nuovi giunti;
- ripristino della pavimentazione stradale con lo strato base per la pendenza trasversale, e lo strato di binder di 4-5 cm ed infine il tappetino di usura di 5 cm.

14. Conclusioni

Il viadotto Cannavino è stato realizzato sulla S.S. n. 107 in prossimità dell'abitato di Celico (Cosenza). E' costituito da cinque campate di luci tra gli assi pile e assi appoggi spalle rispettivamente di:

Sp1-P1	L1 = 60.0 m ;
P1-P2	L2 = 113.5 m
P2-P3	L3 = 113.5 m
P3 -P4	L4 = 60.7 m
P4 Sp2	L5 = 34.0 m

La struttura è stata progettata in cemento armato e cemento armato precompresso con tre stampelle in corrispondenza delle pile P1-P2-P3 con sbalzi di 52.25 m di lunghezza; solo le due stampelle estreme di lunghezza rispettivamente 60 m (pila P1) e 60.0 m (pila P3) poggiano rispettivamente sulla spalla Sp1 e sulla pila P4.

Alle estremità delle stampelle comprese tra le pile P1 e P2 e tra le pile P2-P3 sono inserite travi di accoppiamento di 8.50 m di lunghezza, semplicemente appoggiate alle estremità delle mensole.

L'ultima campata infine, compresa tra la pila P4 e la spalla Sp2 è semplicemente appoggiata.

Le stampelle sono state costruite a conci successivi con il procedimento a sbalzo e precompressione in opera a partire dal concio centrale sulla pila.

L'opera in corrispondenza delle estremità delle mensole presenta inflessioni pronunciate. La freccia elastica per solo peso proprio è di 23 cm. Con gli effetti viscosi la freccia si è certamente incrementata.

Sono state eseguite le verifiche statiche con la Normativa in vigore al tempo della costruzione.

Le sollecitazioni sono risultate conformi a quelle riportate nella relazione di progetto. Solo per la pila P4 le sollecitazioni di progetto sono risultate inferiori. In particolare nella relazione di progetto non è stata valutata l'azione sismica trasversale.

L'opera è stata verificata, nelle sezioni più significative, anche con la Normativa del D.M. 14.1.2008.

Solo la pila n.3 è soggetta ad una sollecitazione di calcolo lievemente superiore a quella resistente.

La pila n.4 infine ha una percentuale di armatura longitudinale lievemente inferiore al minimo regolamentare previsto nella Normativa attuale ed in quella in vigore al tempo della costruzione dell'opera ($A_s/A_c = 0.0028 < 0.003$).

Per ripristinare la continuità della livelletta in corrispondenza delle sezioni estreme degli sbalzi, senza peraltro incrementare i carichi permanenti, si potrebbe asportare tutta la pavimentazione esistente che è composta da più strati, che nel tempo si sono sovrapposti, che hanno ridotto a pochi centimetri il dislivello tra la piattaforma stradale ed i marciapiedi.

Messa a nudo l'estradosso della soletta si potrebbe inserire una struttura metallica (piastra ortotropa) formata da piatti acciaio, da fissare alla soletta, di altezza variabile in modo da ripristinare la livelletta originaria; al di sopra degli irrigidimenti si dispone una piastra di acciaio nervata e su di essa la pavimentazione stradale.

Prof. Ing. Pietro Monaco

