

# The bridge over the river Cassibile: a structure in r/c Bowstring scheme dating 1930

## Il ponte sul Cassibile. Una struttura in c.a. tipo Bowstring del 1930

E. Lo Giudice<sup>1</sup>, G. L. Di Marco<sup>2</sup>, M. Gallo<sup>1</sup>, R. Mantione<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Laboratorio Dismat srl, Canicattì (AG)*

<sup>2</sup> *Studio Tecnico Lo Giudice – Di Marco, Canicattì (AG)*

**ABSTRACT:** The theoretical and experimental study carried out for the evaluation of the static conditions of the bridge over the river Cassibile, to the service of the SS 115, is here described. The bridge was built in 1930 by Ferrobeton following the structural Bowstring scheme. The construction covers, among other things, a significant historical value as it allowed the passage of armored vehicles British Army landed in Sicily in July 1943./Viene descritto lo studio teorico-sperimentale svolto per la valutazione delle condizioni statiche del Ponte sul Cassibile a servizio della SS 115. Il ponte è stato costruito nel 1930 dalla Ferrobeton seguendo lo schema strutturale di tipo bowstring. Il manufatto riveste, tra l'altro, una notevole valenza storica poichè consentì il passaggio dei mezzi corazzati dell'Armata Britannica sbarcata in Sicilia nel luglio del 1943.

**KEYWORDS:** thrust beam, hangers / trave reggispinta, pendini.

### 1 INTRODUZIONE

La statale SS 115, Occidentale Sicula, che collega Trapani con Siracusa, passando da Agrigento, attraversa il fiume Cassibile in prossimità dell'omonima cittadina con un ponte ad arco a spinta eliminata in calcestruzzo. Il manufatto fu costruito nel 1930 dall'impresa Ferrobeton su progetto dell'Ing. Carmelo Zisa.

La tipologia di ponte ad arco a spinta eliminata (Bow-string) prevede che l'impalcato sia appeso, per mezzo di elementi verticali, i pendini, ad una coppia di archi, che si sviluppano al di sopra di esso. Tale schema statico, declinato con soluzione costruttiva in calcestruzzo armato, ebbe notevole successo nel periodo anteguerra e trovò largo impiego soprattutto in quei casi in cui il franco tra il piano stradale e il piano di appoggio delle sottostrutture si presentava molto esiguo, situazione questa tipica degli attraversamenti fluviali in zona pianeggiante.

Il ponte sul Cassibile ha svolto il servizio fino ad una recente temporanea chiusura, prudenzialmente adottata a seguito delle risultanze di una campagna di indagini preliminari mirata alla valutazione delle condizioni di sicurezza. L'Ente Gestore ha ritenuto, in considerazione della rilevante importanza che riveste il manufatto nell'ambito del sistema viario, di doverne approfondire lo studio al fine di meglio definire la capacità di servizio. Tale studio si è ritenuto propedeutico ad una possibile riapertura al traffico, sia pure con limitazioni.



Figure 1. Bridge on the Cassibile river/ Ponte sul Fiume Cassibile

Nel seguito dopo una descrizione dell'opera, delle condizioni di degrado cui versa e del piano sperimentale appositamente predisposto, si forniscono le risultanze delle prove effettuate unitamente alle opportune elaborazioni ed ai successivi confronti e controlli numerici svolti. Come è ormai consuetudine le analisi numeriche sono state svolte mediante modellazione FEM, il cui modello è stato tarato sulla base di precedenti risultanze sperimentali inerenti prove dinamiche.

Table 1. Comparison between modal parameters/ Confronto tra le frequenze (Relazione OmniaTest, 2004)

	OmniaTest	Modello FEM	$\Delta$ [%]
1° Modo	2.72 Hz	2.47 Hz	9 %
3° Modo	4.71 Hz	4.55 Hz	3.5 %
4° Modo	5.45 Hz	5.47 Hz	0.3%
5° Modo	6.86 Hz	6.18 Hz	9 %

Le risultanze delle rilevazioni sperimentali hanno dato conferma della accuratezza del modello adotta-

to, confermando un comportamento lineare della risposta strutturale con deformazioni residue trascurabili. Tale caratteristica, d'altra parte, ha consentito di valutare positivamente la risposta della struttura al cemento indotto dal carico di prova, confermando le già note doti di robustezza strutturale tipiche degli antichi manufatti in calcestruzzo armato, circostanza quest'ultima evidenziata dall'Albenga nel suo celebre trattato sui ponti.

A completamento dello studio sono state eseguite delle verifiche tecniche, svolte secondo i criteri previsti dall'attuale normativa tecnica, miranti alla valutazione della capacità portante. Tali verifiche hanno messo in evidenza una limitata capacità resistente della trave reggispinta e dei traversi sotto le azioni taglianti.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA E RILIEVO DEL DEGRADO

Il manufatto ha una luce teorica di 30 metri circa, con monta di 6,00 m ed un franco di 5,00 m, l'interasse delle arcate è di 8,30 m, mentre la carreggiata è larga 7,50 m.

Ha quindi un rapporto tra monta e luce pari a 1/5, valore nella media per ponti del tipo a spinta eliminata (Lo Giudice, et al, 2016).

La sovrastruttura poggia su pile in c.a.

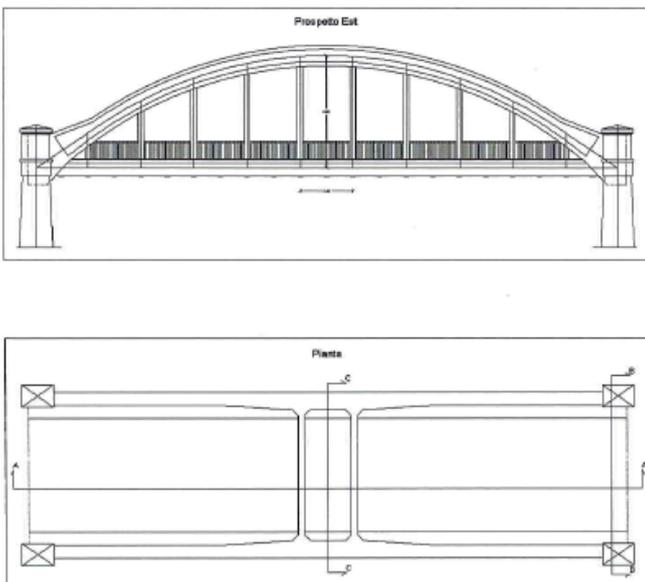


Figure 3. Elevation and plan of the building / Prospetto e pianta del manufatto

L'impalcato è costituito da una soletta dello spessore di 15 cm armata con barre di acciaio liscio, sostenuta da una sequenza di traversi, aventi sezione rettangolare con altezza pari a 0,85 m e base pari a 0,25 m, posti ad un interasse di 1,40 m collegati sulle travi longitudinali di bordo con leggera rastremazione. In modo alterno, i traversi sono posizionati in

corrispondenza dei pendini. Sull'asse longitudinale è presente un'ulteriore trave, avente sezione rettangolare e altezza pari a 0,80 e base pari a 0,20 m, assolvendo la funzione di "rompi tratta". Nelle due sezioni di appoggio si trova un traverso con sezione rettangolare avente altezza pari a 0,85 m e base pari a 0,50 m. L'impalcato così costituito viene sostenuto, per mezzo di tiranti, da una coppia di archi aventi sezione pressoché rettangolare con altezza pari a 1,10 m e base pari a 0,60 m.



Figure 2 – Cross beam and thrust beam/Traversi e trave reggispinta

Gli archi sono collegati trasversalmente, da due traversi con sezione rettangolare aventi altezza pari a 0,85 m e base pari a 0,25 m aventi funzione di controvento di stabilizzazione. I tiranti (o pendini), 10 per ciascuna arcata, sono posti ad un interasse di 2,86 m e presentano una sezione rettangolare con lato maggiore di dimensione 0,36 m e lato minore con dimensione 0,30 m. Le travi longitudinali di bordo, assolvendo il compito di reggispinta, hanno anch'esse sezione rettangolare con altezza pari a 0,85 m e base pari a 0,50 m. Gran parte degli elementi strutturali mostrano un avanzato stato di degrado, che si manifesta con la disgregazione o il distacco dello strato corticale di calcestruzzo. Molto estese sono le superfici in cui le armature sono ormai a vista. Le barre d'armatura longitudinali aventi diametro  $\phi 20$  non presentano ancora segni preoccupanti di restringimento della sezione, diversamente da quelle trasversali che sono fortemente assottigliate o completamente sfaldate.

Il degrado è dovuto ad un insieme di concause quali: l'elevata permeabilità del calcestruzzo, le condizioni ambientali aggressive in cui la struttura si trova ed un prolungato dilavamento delle superfici laterali e intradossali dovuto alle acque piovane provenienti dalla sede stradale.



Figure 4. Degradation of cross tested beam with concrete cover spalling and longitudinal and cross bars corrosion /Degrado del traverso di testata con espulsione del copriferro e corrosione delle barre longitudinali e trasversali.

Si sono rilevati i segni di un intervento di risanamento corticale, rilevatosi inadeguato, come può evincersi dalla documentazione fotografica. Le ragioni di tale fallimento sono da ricercarsi nella inadeguatezza delle caratteristiche meccaniche del materiale di apporto, troppo rigido rispetto al materiale base (Barbarito,1994), e probabilmente alla mancata preparazione del supporto.

Non è stato possibile rilevare la tipologia degli appoggi e pertanto nelle deduzioni numeriche si è fatto riferimento alla tecnica costruttiva dell'epoca, che prevedeva per questo tipo di strutture, vincoli esterni di cerniera ed appoggio scorrevole (Santarella,1948).

La sede stradale è composta oltre che dalla citata soletta, da una massiciata originaria e da un pacchetto di pavimentazione che a causa del susseguirsi di numerose stese di conglomerato bituminoso ha raggiunto uno spessore variabile tra 0,16 m e 0,19 m, così come da rilevamento GPR.



Figure 5. Thrust beam – Concrete cover expulsion, reinforcement corrosion /Trave reggispinta – Espulsione del copriferro, corrosione dell'armatura longitudinale e sfaldamento dell'armatura trasversale

### 3 INDAGINI SPERIMENTALI

Per valutare il regime statico che si instaura nella struttura nelle svariate condizioni di carico cui la stessa potrà trovarsi e per stimarne la capacità portante, si è ritenuto di integrare le risultanze sperimentali riportate in un precedente studio, che comprendeva indagini sui materiali ed indagini di

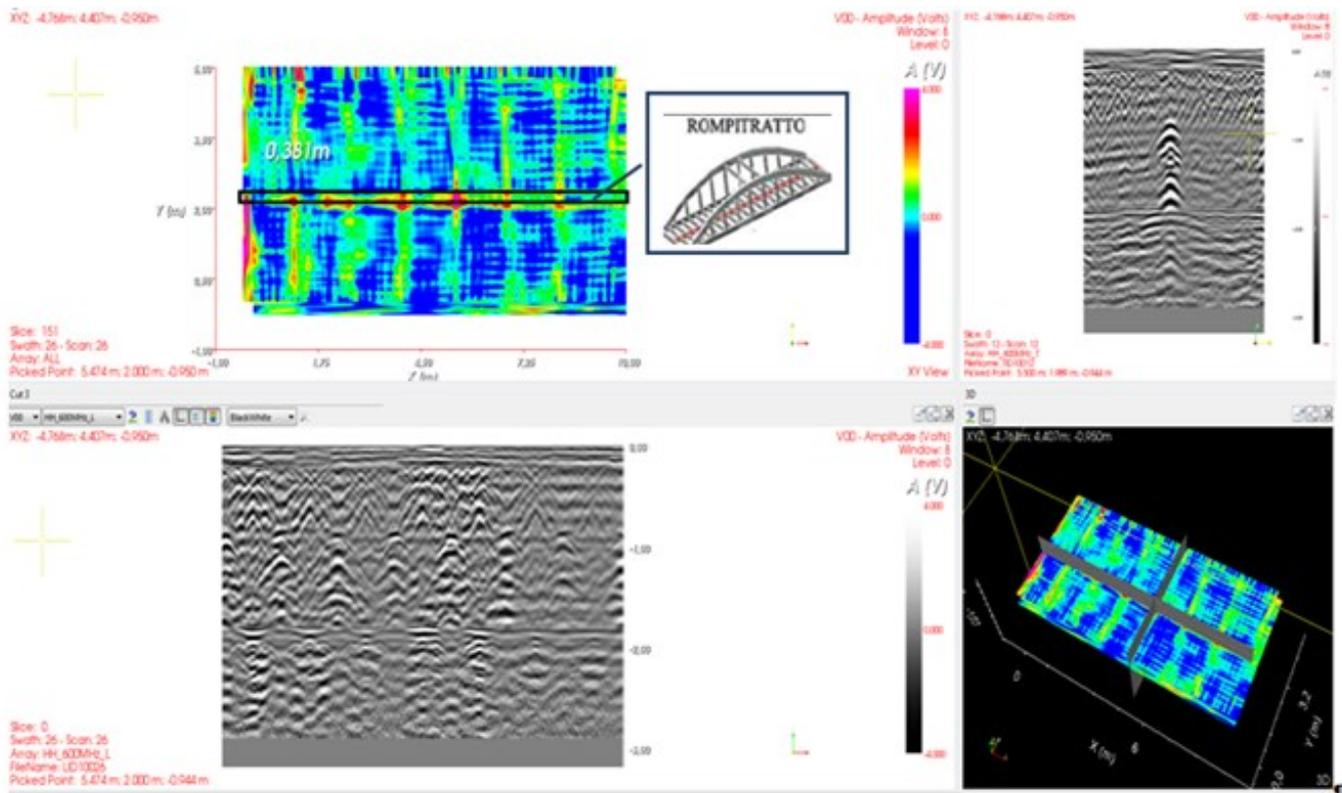


Figure 6– GPR investigations – Horizontal section to -0,95 m; visible rafter intrados and cross beams/Indagini tramite GeoRadar – Sezione orizzontale calcolata a 0,95 m, visibile la parte intradossale della trave rompitratta e i traversi.

caratterizzazione dinamica, mediante un complesso di indagini conoscitive circa:

- la disposizione e quantità delle armature mediante tecniche GPR,
- valutazione della geometria delle porzioni di impalcato non accessibili mediante impiego di GPR
- la risposta strutturale, in termini di comportamento flessionale dell'impalcato con rilevamento topografico per mezzo di autolivelli
- variazione dello stato tensionale su barre d'armatura mediante tecniche estensimetriche,
- valutazione dello stato di tensione esistente a ponte scarico.

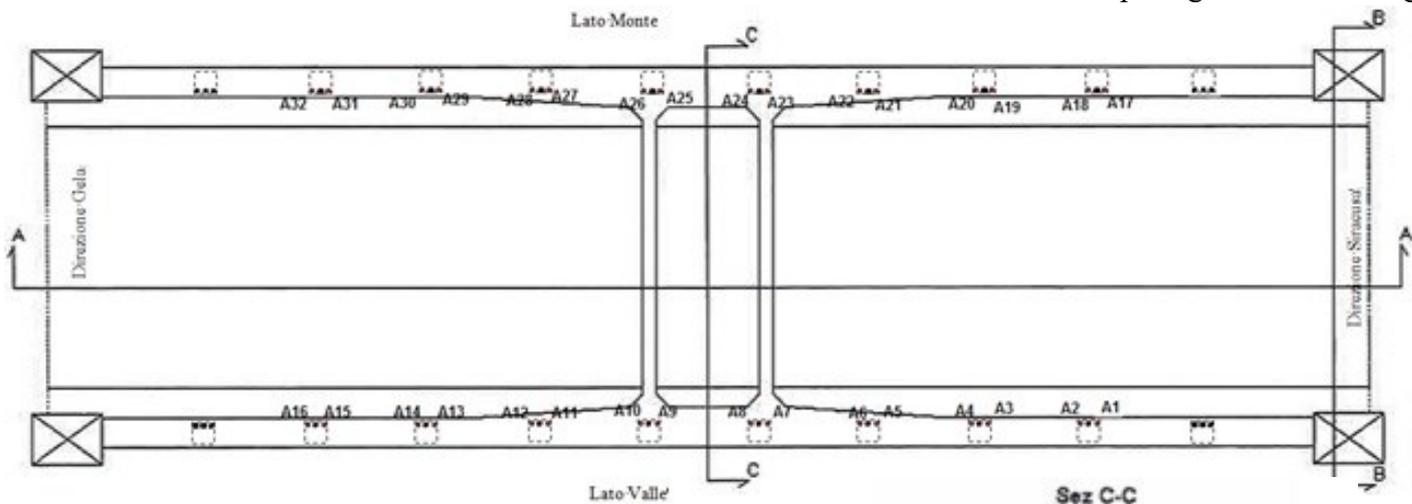


Figure 7. Identification of instrumented bars /Individuazione delle barre strumentate

La posizione dell'armatura longitudinale e talune porzioni della geometria dell'impalcato quali: spessore soletta, posizione e dimensione dei traversi e della trave longitudinale rompitratta sono state individuate tramite metodologia GPR impiegando il sistema IDS, caratterizzato dall'utilizzo di due antenne rispettivamente da 200 e 600 MHz. I radargrammi tracciati in fase di esecuzione delle indagini, sono stati processati tramite il software di post-analisi Gred HD, che consente di elaborare e visualizzare i dati radar in 2 e 3 dimensioni, con il pieno potenziale della Algoritmi di elaborazione 3D. In Fig. 6 viene riportato un esempio significativo dell'utilizzo di tale strumentazione e dell'implementazione dei dati ottenuti.

Per rilevare il comportamento flessionale dell'impalcato sotto le varie condizioni di carico utilizzate si è adottato il metodo topografico mediante l'impiego di due autolivelli digitali, con risoluzione pari al decimo di millimetro e mire con codice a barre posizionate in prossimità delle due travi di bordo con un interasse pari ad un sesto della lunghezza dell'impalcato. Per la valutazione dello stato tensionale in alcuni elementi componenti la struttura è sta-

ta utilizzata la tecnica estensimetrica; allo scopo sono stati strumentate con ER alcune sezioni significative della struttura.

Gli estensimetri utilizzati, con collegamento a quattro fili, possedevano le seguenti caratteristiche,:

- lunghezza griglia 6 mm;
- resistenza elettrica 120 ohm;
- costante dell'estensimetro  $K= 2.12$ ;
- lotto n. A70361A.

Il sistema di acquisizione utilizzato era composto da una centralina HBM MGC Plus, predisposta per il collegamento a quarto di ponte, connessa ad un computer per la gestione e memorizzazione dei dati.

Sono stati strumentati otto tiranti per lato, escludendo i due alle estremità per ogni arcata. Per ogni

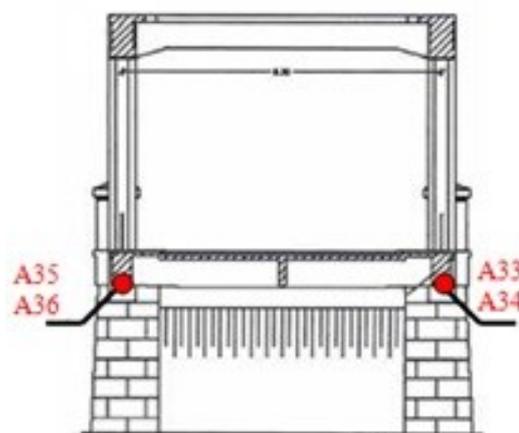


Figure 8. Position of strain gauge n. 33 and 34/ Individuazione della posizione estensimetri 33 e 34

pendino, si sono monitorate le deformazioni di due barre dell'armatura di spigolo dal lato della carreggiata (vedi Figure 7); complessivamente sono stati installati 32 estensimetri sui pendini (16 lato valle e 16 lato monte). Inoltre, sono state monitorate le travi reggispinta, applicando estensimetri sulle barre di armatura longitudinale inferiori. Si sono strumentate in particolare: una sezione in mezzeria ed una in corrispondenza di un pendino prossimo alla mezzeria per entrambi le travi (vedi Figure 8). Un ultimo dispositivo è stato montato su una barra di acciaio per monitorare le deformazioni dovute alle varia-

zioni termiche (estensimetro compensatore).

Nella applicazione degli estensimetri si è posta particolare cura alla preparazione della superficie di incollaggio.



Figure 9. Bar state before preparation/Stato della barra prima della preparazione



Figure 10. [1] Preparation of the steel surface and strain gauge bonding/ Preparazione della superficie di acciaio ed incollaggio dell'ER. [2] Application of protective layers/ Applicazione degli strati di protettivo

La prima fase ha previsto la pulizia della superficie, successivamente si è proceduto all'asportazione dello strato di vernice sino ad ottenere la superficie dell'acciaio completamente pulita e priva di sostanze estranee.

Nella fase successiva la superficie è stata portata ad un grado di irruvidimento tale, da consentire il corretto incollaggio e la perfetta aderenza tra estensimetro e supporto. Quando la superficie ha raggiunto il grado di irruvidimento necessario si è passati alla ulteriore pulizia mediante attacco chimico

con sostanza acida, poi neutralizzata con un neutralizzatore. Successivamente si è passati all'incollaggio dell'ER, e atteso il tempo necessario alla catalizzazione dell'adesivo, si è proceduto all'applicazione del primo strato di protettivo. In un secondo tempo sono stati applicati gli altri due strati di protettivo. È da precisare che la protezione degli ER è di fondamentale importanza, essi, infatti, risultano particolarmente sensibili all'umidità ambientale e alla polvere. Nell'ultima fase si è proceduto alla saldatura dei cavi ed al loro corretto fissaggio in modo da evitare distacchi del sensore a causa del movimento dei cavi stessi.

Il programma delle prove di carico ha previsto cinque tipologie di schemi:

1. ponte percorso su una corsia da un autocarro del peso di 10 ton.; le acquisizioni sono state effettuate con carico stazionario ai quarti della luce e in mezzaria;
2. analoga condizione con un autocarro da 20 ton.;
3. analoga condizione con due autocarri da 10 ton. affiancati;
4. analoga condizione con due autocarri da 20 ton. affiancati;
5. disposizione di un treno formato da tre autocarri, due da 20 ton. e uno da 10 ton., in posizione centrale sulla carreggiata.

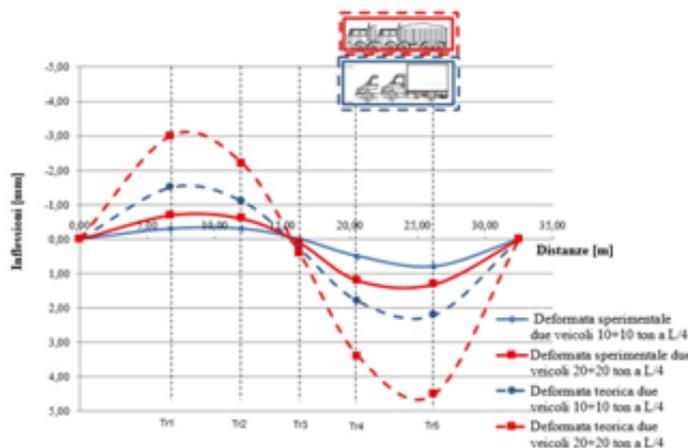


Figure 11. Deformed- Vehicles position L/4 /Deformata con veicoli in posizione L/4

Complessivamente, ripetendo per entrambe le corsie i primi quattro schemi, con le relative configurazioni di carichi viaggianti, sono state realizzate 21 condizioni di carico.

Le stesse condizioni di carico sono state implementate nel modello agli elementi finiti, l'analisi ha permesso di individuare per ciascuna condizione, le inflessioni dell'impalcato e le sollecitazioni. I dati in termini di inflessioni, sollecitazioni e tensioni, ottenuti tramite il modello FEM, sono stati messi a confronto con quelli ricavati sperimentalmente (vedi fig. 11) Dai diagrammi degli spostamenti elastici

(deformate), si osserva la sostanziale coincidenza, in termini qualitativi, del dato teorico con quello sperimentale; mentre dal punto di vista numerico, si osserva che le frecce teoriche sono superiori a quelle sperimentali in ogni sezione. Circostanza, quest'ultima, che denuncia come la flessio-rigidità della struttura reale sia superiore a quella valutata nel modello FEM.

Il programma di prove ha inoltre permesso di valutare l'incremento della tensione nelle barre di armatura, definendone qualitativamente la variazione e valutandone la linearità. Il metodo permette di stabilire questa variazione ma non l'effettivo valore della tensione, che invece si è determinata a fine prova, su un pendino a ponte scarico, tramite la tecnica del "rilascio tensionale". La deformazione misurata sperimentalmente nel momento del taglio della barra è stata pari a 70 ( $\mu\text{m/m}$ ).

Tramite analisi del modello FEM, lo sforzo normale (dovuto al peso proprio della struttura e al carico permanente) sullo stesso elemento è pari a 180 KN. Il pendino ha una sezione rettangolare avente lato maggiore pari a 0,36 m e lato minore pari a 0,30 m ed armatura pari a 6 $\Phi$ 22.

L'incremento di deformazione teorica dovuta al taglio della barra determinata valutata per mezzo dell'analisi FEM è risultata di 79  $\mu\text{m/m}$ , mentre la variazione di deformazione misurata sperimentalmente è di 70  $\mu\text{m/m}$ ; pertanto i due valori di deformazione sono tecnicamente coincidenti.

Il confronto tra dati teorici e dati sperimentali ha riguardato anche la linearità della risposta. Sono state infatti, messe in relazione le tensioni ricavate dalle letture degli estensimetri nelle varie condizioni carico e quelle determinate dalla verifica analitica della sezione a valle dell'analisi condotta tramite il modello FEM.

Si riporta il grafico tensioni-deformazioni in cui sulla struttura inizialmente scarica, viene imposto un carico accidentale dapprima di 10 ton e successivamente di 20 ton.

L'andamento delle due curve, praticamente lineare, dimostra da una parte che i risultati sperimentali sono prossimi a quelli teorici, dall'altra, che la risposta del sistema è di tipo elastico lineare.

Il punto A del grafico indica che sulla barra la tensione dopo il taglio della stessa, dovuta al peso proprio della struttura e al carico permanente, è pari a 15,8 MPa; ad essa corrisponde una deformazione di 79  $\mu\text{m/m}$ . Incrementando il carico (tramite carico accidentale di 10 ton), si verifica un aumento di tensione sulle barre ( $\Delta\sigma_1$ ) pari a 0,68 MPa cui corrisponde un incremento di deformazione ( $\Delta\varepsilon_1$ ) pari a 3  $\mu\text{m/m}$  (punto B). Il punto C indica la situazione corrispondente all'incremento di tensione ( $\Delta\sigma_2$ ) di 1,11

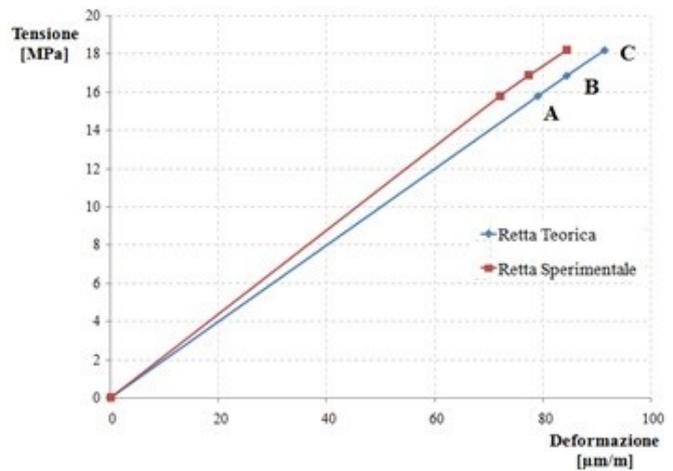


Figure 12 – Stress-strain diagram/ Diagramma tensione-deformazione

MPa (dovuta al carico accidentale di 20 ton), rispetto alla configurazione iniziale, e il corrispondente incremento di deformazioni ( $\Delta\varepsilon_2$ ) pari a 6  $\mu\text{m/m}$ . La tensione finale ( $\sigma_2$ ) è pari a 16,9 MPa e la corrispondente deformazione ( $\varepsilon_2$ ) è pari a 85  $\mu\text{m/m}$ .

Dal diagramma in figura si deduce che la deformazione è dovuta principalmente al peso proprio della struttura e l'incremento dovuto ai soli carichi accidentali è esiguo.

Sulla retta teorica l'incremento percentuale, che si registra nei punti B e C rispetto al punto A, è pari rispettivamente al 6.7% e al 15.6%; mentre sulla retta sperimentale tale incremento è rispettivamente pari al 7.4% e al 17.1%.

#### 4 VALUTAZIONE DELLE CAPACITÀ DI SERVIZIO

Il modello FEM testato dal confronto con i dati sperimentali delle prove statiche ha consentito di effettuare le opportune verifiche di sicurezza.

Per le verifiche si sono assunti i valori medi di resistenza media del calcestruzzo (vedi Tab. 2 e Tab. 3) e di tensione di snervamento dell'acciaio determinate da prove sperimentali fornite dall'Ente Gestore.

Table 2. Concrete tests results/ Risultati delle prove sui provini di calcestruzzo (Relazione OmniaTest, 2004)

N° di provino	Densità [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ rott [N/mm <sup>2</sup> ]
1	208	15.7
2	2134	15.5
3	2117	10.1
5	2071	21.8
7	2227	22.6
8	2161	14.8
9	2170	15.0
10	2143	15.2
11	2159	15.2
12	2186	13.7

Table 3. Concrete tests results/ Risultati delle prove sui provini di calcestruzzo (Relazione OmniaTest, 2004)

N° di provino	Densità [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ rott [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{1/3}$ sec [N/mm <sup>2</sup> ]
4	2165	18.2	19000
6	2133	17.5	16800

Dai dati in possesso, il calcestruzzo è stato quindi assimilato ad un C15/19.

L'acciaio è stato assimilato ad un FeB32K; la prova a trazione fornita riportava una tensione di snervamento pari a 317.93 N/mm<sup>2</sup> e una tensione a rottura pari a 420.21 N/mm<sup>2</sup>.

Le verifiche strutturali sono state effettuate secondo i criteri di sicurezza contemplati dal DM 2008, imponendo le stesse configurazioni di carico utilizzate per le prove di carico; in particolare sono state effettuate tre verifiche:

- Verifica di Resistenza allo SLU M/N cls;
- Verifica di Resistenza SLU V/T cls;
- Verifica di Resistenza SLU V/T acciaio.

Nei studio ponti bow-string gli elementi di sostegno dell'impalcato svolgono un ruolo fondamentale e quindi deve essere riservata loro particolarmente attenzione, in considerazione di ciò si è ritenuto opportuno saggiare la sensibilità dello schema strutturale in relazione alla plasticizzazione di uno di essi. Tali ragioni ci hanno indotto a considerare una possibile variazione dell'assetto strutturale, il cosiddetto

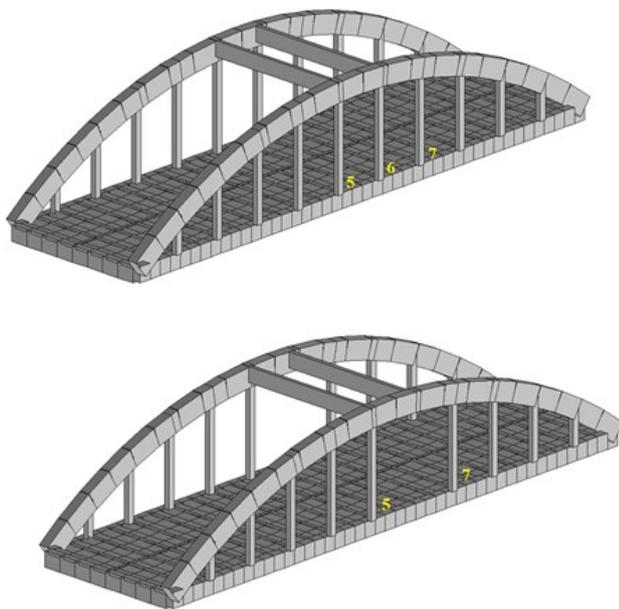


Figure 13. Above: Pattern of Cassibile Bridge, below; Varied pattern of Cassibile Bridge/ In alto: schema del Ponte Cassibile, in basso: schema variato del Ponte Cassibile.

Schema variato (Franciosi, 1958), e a valutarne le ricadute sulla capacità portante del ponte.

Tale schema (vedi fig.13) consiste nel confrontare le sollecitazioni ante e post plasticizzazione del pendino maggiormente sollecitato (nel caso in oggetto

pendino n.6) nella condizione di carico più gravose, in modo da quantificarne l'incremento di sollecitazione, in predefinite sezioni di controllo.

Si è appurato che tale incremento sugli elementi strutturali immediatamente adiacenti è considerevole; questo è confermato dall'aumento anche dei coefficienti di sfruttamento, rispetto allo schema utilizzato per il calcolo.

Questo dimostra che la plasticizzazione del pendino comporterebbe un ulteriore aggravio delle condizioni statiche del manufatto.

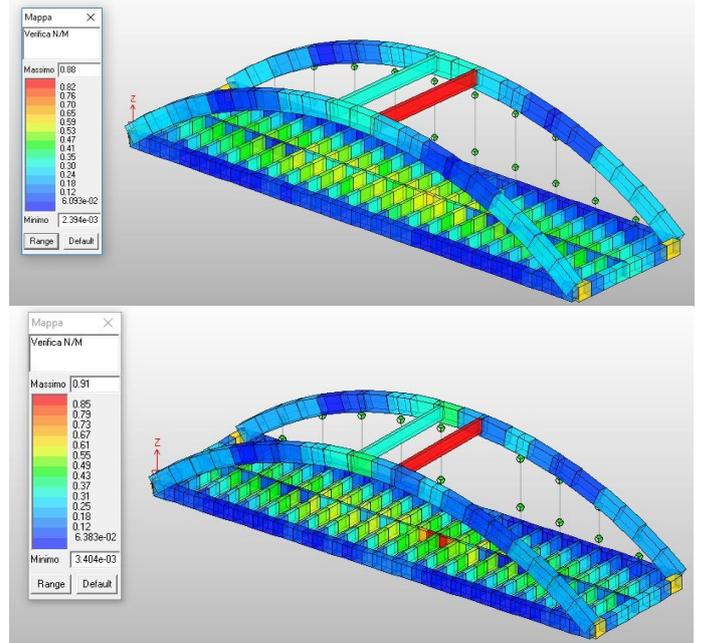


Figure 14. Above: Verification in entire model, below; Verification in varied model / In alto: Verifica N/M schema originario, in basso: Verifica N/M schema variato.

I coefficienti di sfruttamento ( $S_d/R_d$ ) ottenuti nei due schemi risultano essere maggiori all'unità per le verifiche a taglio lato acciaio, per l'evidente assenza di staffe nelle travi reggispinta e nei trasversi di bordo, difatti in questi elementi l'armatura a taglio risulta ormai inesistente a causa della corrosione.

## 5 PROPOSTE DI INTERVENTO

L'Ente Gestore tenuto conto che il manufatto ricade sotto i vincoli imposti dalla Soprintendenza dei Beni Architettonici e Culturali, ha predisposto un intervento di manutenzione straordinaria da realizzarsi nell'ambito di un più ampio programma di sistemazione della viabilità della zona.

In attesa che vengano realizzati tali interventi si è consigliato e quindi proposto di mettere in atto, in tempi brevi, un complesso di "interventi locali" al fine di risanare la struttura e consentire quindi, alla stessa di svolgere il servizio avendo a disposizione adeguati livelli di sicurezza per le condizioni di carico realizzate durante la prova. In particolare si è

proposto il risanamento della parte corticale e il consolidamento di quelle porzioni di struttura che hanno denunciato una limitata resistenza per azioni taglianti.

Circa gli eventuali interventi di risanamento corticale si è consigliato l'utilizzo di malte a basso modulo elastico ed una accurata preparazione della superficie di supporto mediante l'impiego di speciali malte aggrappanti. Per il raggiungimento della richiesta di resistenza alle azioni taglianti si è consigliato la ricostruzione dell'armatura trasversale ed in alternativa l'impiego di fibre di carbonio.

Si sono volute così evitare altre tecniche invasive come inserimento di traversi o introduzione di stati coattivi per non snaturare e quindi conservare l'assetto statico originario dell'opera.

## 6 CONCLUSIONI

The carried study gathered enough information to make a judgment on the static conditions of the structure. The experimental test results are very close to the theoretical one derived from the analysis of the validated model, both in terms of displacement of the deck that in terms of stress, in correspondence of the instrumented hangers and of the thrust beams.

The numerical - experimental study has highlighted the good behavior that the structure still owns, despite the state of decay. This is a demonstration of the inherent strength of the bow-string structures. The structural checks carried out according to the safety criteria D.M 2008, imposing the same load configurations used for static load tests, revealed that the structure is not suitable to be opened to traffic without incisive restriction to the traffic loads. In conclusion, the bridge has demonstrated a linear elastic behavior and the stress of the longitudinal bars and the hangers has been shown to be absolutely adequate to the mechanical characteristics of the materials, but actually the bridge is in advanced state of decay in various elements.

A valle dello studio effettuato si sono raccolti sufficienti elementi per esprimere un giudizio sulle condizioni statiche della struttura. I risultati delle prove sperimentali tanto in termini di parametri di spostamento dell'impalcato quanto in termini di tensione, in corrispondenza dei pendini strumentati e delle travi reggispinga, sono molti prossimi a quelli teorici ricavati dall'analisi agli elementi finiti del modello FEM validato.

Lo studio numerico - sperimentale ha messo in luce il buon comportamento che la struttura, nonostante lo stato di degrado, ancora possiede, dando dimostrazione dell'intrinseca robustezza di tali strutture (bow-string), circostanza questa che consentea di

raggiungere notevoli garanzie nei riguardi delle azioni eccezionali.

Le verifiche strutturali effettuate secondo i criteri di sicurezza del D.M 2008, imponendo le stesse configurazioni di carico utilizzate per le prove di carico statiche, rivelano che la struttura non è idonea ad essere aperta al traffico senza un'incisiva restrizione dei carichi transitabili.

In definitiva, nonostante la struttura abbia dato prova di un comportamento del tipo elastico-lineare ed il regime di tensione delle barre longitudinali dei pendini si sia dimostrato essere assolutamente adeguato alle caratteristiche meccaniche dei materiali, tuttavia, l'avanzato stato di degrado di cui i vari elementi sono affetti e le verifiche di resistenza, hanno fatto protendere verso un'apertura al traffico con forti limitazioni, imponendo che possano transitare veicoli fino a 35 quintali, solo su corsia centrale.

## REFERENCES

- Albenga G. - *"I Ponti - Parte Terza - L'esperienza"* UTET, Torino 1958  
Santarella L. Miozzi E. *"Ponti Italiani in Cemento Armato"* Hoepli Milano 1948  
Franciosi V., *Ponti ad arco con impalcato sospeso*, Hoepli Milano 1958  
Barbarito B. *Verifica Sperimentale Delle Strutture*, UTET, Torino  
E. Lo Giudice et al. *Il Ponte in c.a. sul Cassibile. Una struttura ad arco a spinta eliminata*, AISI 2016 Napoli  
Relazione Tecnica OmniaTest, 2004