

PROCEDURE ESECUTIVE IN PRESENZA DI CONVOGLI ECCEZIONALI SU PONTI STRADALI PRIVI DI DOCUMENTI PROGETTUALI

Nunzio Scibilia¹, Emanuele Gerbino²

1 Professore associato di Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Palermo

2 Laureando in Ingegneria dei Sistemi Edilizi.

SOMMARIO

La presente nota riguarda le procedure adottate per verificare l'ammissibilità del transito di convogli eccezionali su quattro viadotti esistenti lungo la S.S. 640 Agrigento-Caltanissetta per il trasporto di componenti della Tunnel Boring Machine (TBM) per la realizzazione della nuova *Galleria Caltanissetta*. Si descrivono le ispezioni ed i rilievi effettuati al fine di determinare le caratteristiche geometriche delle opere d'arte, le indagini sui materiali al fine di caratterizzarne la resistenza. Inoltre, facendo riferimento alla normativa in vigore all'epoca di progettazione, si sono disposte prove di carico preliminari tali da indurre sollecitazioni prossime a quelle indotte dal transito dei convogli eccezionali. Sulla base dei risultati delle suddette prove è stato autorizzato da parte dell'ANAS il transito dei convogli, rilevando gli spostamenti dell'impalcato. Il convoglio speciale è costituito da 20 assi, avente un peso complessivo non superiore a 3670 kN.

EXECUTIVE PROCEDURES FOR THE TRANSIT OF EXCEPTIONAL LOADS ON ROAD BRIDGES WITHOUT DESIGN DOCUMENTS

SUMMARY

This paper concerns the procedures used to verify the allowability of the transit of track live loads on four existing bridges along the road S.S. 640 Agrigento-Caltanissetta, in order to move some parts of the Tunnel Boring Machine (TBM), used for the tunnel construction of the *Galleria Caltanissetta*. We describe the inspections and surveys performed, in order to obtain the geometric configurations, the tests on the concrete and on the reinforcing steel. Furthermore, with reference to design code at the time of construction, we scheduled the load tests by using tracks that induced stresses similar to TBM components loads.

On the bases of the tests results the owner (ANAS) authorized the transit on the four bridges of convoys consisting of 20 axes, having a total weight not more than 3670 kN.

1. INTRODUZIONE

Il 1° Programma per le opere strategiche - (Legge n° 443/2001) prevede l'adeguamento a quattro corsie della S.S. 640 di *Porto Empedocle* per migliorare il collegamento stradale tra Agrigento e Caltanissetta fino allo svincolo con l'autostrada A19 (PA-CT). In particolare, dovendo realizzare sulla suddetta strada statale la *Galleria Caltanissetta*, lunga circa 8 km, si è reso necessario uno studio al fine di autorizzare il trasporto dei componenti della Tunnel Boring Machine TBM attraverso quattro viadotti presenti nel tratto compreso tra l'inizio della strada e il km 58 che dal porto di Porto Empedocle (AG) conduce al campo base del consorzio *Empedocle 2 S.c.p.a.* concessionario dei lavori. L'analisi ha riguardato i seguenti viadotti in cemento armato, normale o precompresso, realizzati negli anni 70 dalla *Cassa per il Mezzogiorno* per agevolare il trasporto marittimo delle merci

giunte a Porto Empedocle. Di tali opere d'arte non è disponibile la documentazione progettuale.

In particolare sono stati analizzati i seguenti viadotti:

- Viadotto Maddalusa (Fig. 1) al km 2+750;
- Viadotto Ipsas I (Fig. 3) al km 4+800;
- Viadotto Ipsas II (Fig. 4) al km 7+800;
- Viadotto Ipsas III (Fig. 5) al km 8+400.

La presente nota riguarda nel dettaglio le analisi effettuate sul viadotto Ipsas I, di cui è stato possibile raccogliere un maggior numero di dati.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

I quattro ponti oggetto di studio sono realizzati in cemento armato normale o precompresso. In particolare, le pile e le spalle sono in cemento armato ordinario, mentre gli impalcati dei viadotti Maddalusa, Ipsas I e Ipsas III sono composti da

travi in cemento armato precompresso, semplicemente appoggiate agli estremi, collegate da trasversi di testata e di campata e da una soletta in c.a. Soltanto l'impalcato del ponte Ipsas II è totalmente in cemento armato e presenta per le luci maggiori uno schema statico longitudinale di trave Gerber.

Il rilievo geometrico delle strutture si è svolto parallelamente alle prove di caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi costituenti le opere. Dette indagini sono state eseguite dal laboratorio autorizzato *Sidercem S.r.l.* di Caltanissetta, incaricato dal concessionario, che ha effettuato i rilievi utilizzando attrezzature topografiche, laser-scanner e con l'ausilio di bay-bridge.

Sulle pile e sulle spalle sono stati effettuati carotaggi, con misure della profondità della carbonatazione, da cui si sono ricavati i provini per le prove di compressione.

Ad integrazione dei carotaggi sono state eseguite prove sclerometriche, di pull-out ed indagini ultrasoniche.

2.1 Viadotto Maddalusa

Il viadotto Maddalusa presenta 4 campate: 2 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 21,40 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla.

L'impalcato di ciascuna campata si compone di 9 travi longitudinali precomprese a cavi aderenti e di 5 trasversi di cui 2 in testata e 3 in campata, disposti in mezzeria e ai quarti della luce.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 0,80 ed altezza di m 1,15, sono del tipo a I e hanno luce teorica di m 18,10. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,20.

Le pile sono costituite da 6 pilastri in c.a. disposti su due file di tre, aventi interasse di m 1,60. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.

Alla sommità delle pile è realizzato un ampio pulvino che distanzia gli assi degli appoggi delle travi longitudinali di m 3,30.

Le pile sono interessate da ampi fenomeni di degrado, anche in relazione alla vicinanza col mare, che hanno determinato espulsione del copriferro, messa a nudo delle armature, come evidenziato nella Figura 2.

2.2 Viadotto Ipsas I

Il viadotto Ipsas I presenta 5 campate: 3 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 25,80 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla. L'impalcato di ciascuna campata si compone di 10 travi longitudinali precomprese a cavi aderenti e di 5 trasversi di cui 2 in testata e 3 in campata disposti in mezzeria e ai quarti della luce.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 1,12 ed altezza di m 1,33, sono del tipo a I e hanno luce teorica di m 22,50. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,23 (Fig. 6).

Le pile sono costituite da 10 pilastri in c.a. disposti su 2 file di 5, aventi interasse di m 1,80. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.



Figura 1 - Viadotto Maddalusa



Figura 2 - Degrado delle pile del viadotto Maddalusa



Figura 3 - Viadotto Ipsas I



Figura 4 - Viadotto Ipsas II



Figura 5 - Viadotto Ipsas III

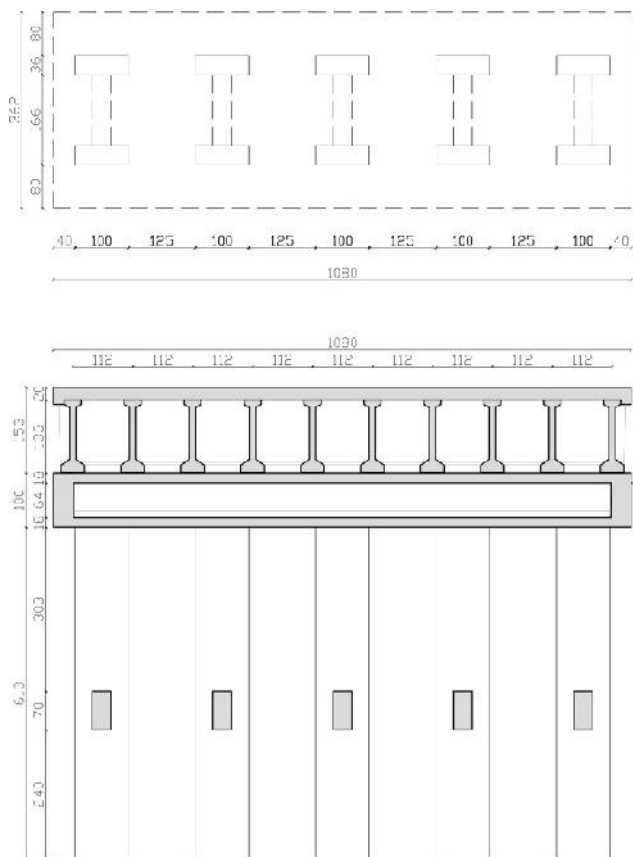


Figura 6 - Sezione trasversale del viadotto Ipsas I

Alla sommità delle pile è realizzato un pulvino che distanzia gli assi degli appoggi delle travi longitudinali di m 1,50.

2.2.2 Caratterizzazione dei materiali

Per la caratterizzazione dei materiali sono stati analizzati i risultati delle prove svolte sul viadotto in oggetto. In particolare, si sono effettuati:

- n° 4 prelievi di carote in cls, due sulle spalle e due sulle pile, con determinazioni della profondità di carbonatazione;
- n° 15 indagini ultrasoniche;

- n° 15 indagini sclerometriche, opportunamente distribuite nelle spalle, nelle pile, nei pulvini e nelle travi di bordo;
- n° 7 indagini estrattive "Pull-Out", distribuite nelle spalle, nelle pile e nelle travi di bordo;
- n° 12 indagini penetrometriche.

L'analisi dei risultati delle prove ha permesso la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi per i quali si è attribuita una resistenza caratteristica cubica pari a 35 MPa. Inoltre, si è rilevata una profondità di carbonatazione compresa tra mm 40 e mm 50 sia nelle pile che nelle spalle.

Per quel che riguarda le barre d'armatura, l'analisi delle schede di rilievo pacometrico ha evidenziato:

- nelle spalle: barre longitudinali $\varnothing 12$ mm con passo mm 160 e trasversali $\varnothing 8$ mm con passo variabile, aventi copriferro minimo pari a mm 40;
- nelle pile: ferri longitudinali $\varnothing 18$ mm con passo variabile tra mm 150 e mm 200 e staffe $\varnothing 8$ mm con passo variabile tra mm 150 e mm 180, aventi copriferro minimo pari a mm 30;

Sugli acciai da cemento armato non sono state effettuate analisi in laboratorio, tuttavia dalla parziale assenza del copriferro, che ha lasciato le armature delle pile e delle spalle a vista, si evince che trattasi di barre lisce a cui, in assenza di prove, si è attribuita una resistenza allo snervamento di 320 MPa.

Sulle travi precomprese sono state eseguite prove di pull-out che consentono di attribuire al calcestruzzo una resistenza caratteristica cubica di 45 MPa.

Per i trasversi e la soletta si è adottato un valore di resistenza analogo a quello dei calcestruzzi delle pile.

2.2.3 Condizioni di degrado

Le travi longitudinali di impalcato si presentano in discrete condizioni di conservazione ad eccezione delle travi di bordo, soggette all'azione aggressiva delle acque provenienti dalla piattaforma, che non sono sufficientemente regimentate.

La condizione di maggior degrado si riscontra sui pilastri costituenti le pile che presentano per ampi tratti l'assenza di copriferro, espulso in seguito all'incremento di volume delle barre di armatura dovuto alla loro carbonatazione.

Le armature del c.a. sono costituite da barre lisce, che, per quanto soggette a corrosione, presentano una sufficiente sezione resistente, mentre una condizione preoccupante è costituita dalle staffe, le quali risultano in più parti spezzate e notevolmente distanziate e quindi prive di efficacia. Tale fenomeno è particolarmente rilevante in corrispondenza della metà altezza delle pile ove il nodo con la trave trasversale è totalmente privo di staffe.

2.3 Viadotto Ipsas II

Il viadotto Ipsas II presenta 7 campate. La prima campata ha luce di m 15,80 la seconda e la terza hanno luci di m 16,70 e schema longitudinale di trave Gerber, le rimanenti 4 campate sono semplicemente appoggiate ed hanno una luce di m 12,00.

L'impalcato, avente larghezza costante lungo tutto lo sviluppo longitudinale di m 8,60, è costituito: nel tratto iniziale (Gerber) in parte da travi e soletta ed in parte da una piastra di spessore variabile da m 0,80 a m 1,60 cm in corrispondenza degli appoggi intermedi, nei tratti semplicemente appoggiati da una piastra piena avente spessore di m 0,80.

Le pile sono costituite da 4 pilastri in c.a. disposti su unica fila, aventi interasse di m 1,35. Ciascun gruppo di pilastri ha altezza variabile compresa tra m 6 e m 8. Ogni pilastro ha sezione trasversale variabile con base di m 0,40 e altezza compresa tra m 0,60 e m 1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,30x0,60, in testa da travi di altezza m 1,00, oltre ad una trave posta alla base dei pilastri.

2.4 Viadotto Ipsas III

Il viadotto Ipsas III presenta 9 campate: 7 centrali, sostenute da pile poste ad interasse di m 15,60 e 2 laterali sostenute da una pila e da una spalla.

L'impalcato di ciascuna campata si compone di 13 travi longitudinali precomprese a cavi aderenti e di 4 trasversi di cui 2 in testata e 2 in campata.

Le travi longitudinali presentano interasse di m 0,73 ed altezza di m 0,90, sono del tipo a doppio T e hanno luce teorica di m 14,60. Su di esse è realizzata una soletta dello spessore di m 0,20.

Ciascuna pila è costituita da 3 pilastri in c.a. aventi interasse di m 1,80, disposti su un'unica fila. Ciascun gruppo di pilastri costituenti la generica pila ha altezza variabile pari a circa m 6. Ogni pilastro ha sezione trasversale è di m 0,40x1,00 ed è collegato trasversalmente a metà altezza da travi di sezione m 0,35x0,70.

Alla sommità delle pile è realizzato un pulvino che distanzia gli assi degli appoggi delle travi longitudinali di m 1,50.

3. DESCRIZIONE DEI CARICHI

I viadotti oggetto di studio sono stati attraversati tra il mese di Ottobre e il mese di Novembre 2013 da convogli eccezionali che hanno portato al campo base di *Empedocle 2*, concessionario dei lavori, i componenti della TBM arrivati al porto di Porto Empedocle dalla Francia, trasportati dalla nave *Bbc Mont Blanc*. La TBM è del tipo Earth Pressure Balance EPB ovvero l'equilibrio al fronte è garantito dallo stesso materiale scavato che viene mantenuto in pressione dalla macchina. La parte destinata allo scavo è composta da tre parti fondamentali: la testa fresante, lo scudo e l'estrattore di terreno o coclea. Lo scudo, che garantisce la sicurezza in fase di scavo e la messa in opera del rivestimento, ha un diametro di m 15 e la lunghezza complessiva del convoglio che entrerà dentro la collina Sant'Elia è di circa m 115. Le diverse componenti sono state suddivise in carichi leggeri e carichi pesanti, adottando diverse procedure di transito e di sicurezza. In particolare, rientrano nei carichi leggeri le componenti con peso minore o al più uguale a 760 kN, per tutti gli altri casi si è considerato il pezzo come pesante. In totale i pezzi trasportati sono stati 28. La componente di maggiore peso raggiunge i 2670 kN al netto del convoglio utilizzato per il suo trasporto (Fig. 7). Detto convoglio si compone di una motrice anteriore di peso complessivo pari a 150 kN, un rimorchio a 20 assi di peso complessivo pari a 700 kN ed una motrice posteriore dal peso complessivo pari a 150 kN.

Il convoglio così composto ha raggiunto un peso totale di 3670 kN. Il carico, transitato a una velocità inferiore ai 3 km/h, è stato considerato in fase di analisi come statico, trascurando l'incremento dinamico. Infine, gli assi del rimorchio su cui è stato posizionato il pezzo della TBM sono posti ad un interasse di m 1,5 e su di essi si è considerato un carico,

somma del peso proprio e del peso del pezzo speciale trasportato, pari a 168,5 kN.

4. METODOLOGIA D'ANALISI

Le analisi strutturali hanno la finalità di determinare le massime sollecitazioni indotte dal transito del convoglio eccezionale e di confrontarle con quelle indotte dai carichi mobili prescritti nella normativa vigente al momento della costruzione delle opere.

L'analisi è articolata nelle seguenti fasi:

- FASE 1 - determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dal transito del convoglio eccezionale (TBM);
- FASE 2 - determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti prodotte dai carichi previsti dalla Circolare Min. LL. PP. 14/02/1962 n°384, vigente all'epoca della realizzazione del manufatto;
- FASE 3 - valutazione dei carichi di collaudo tali da indurre sul viadotto sollecitazioni confrontabili a quelle indotte da transito dal convoglio eccezionale.



Figura 7 - Componente di maggior peso della TBM

La presente nota descrive nel dettaglio le metodologie seguite per l'analisi del Viadotto Ipsas I.

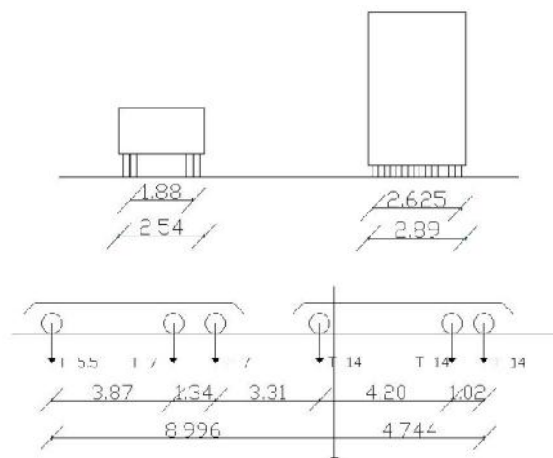


Figura 8 - Schema di carico 4 - Treno indefinito di carichi militari da 61,5 t

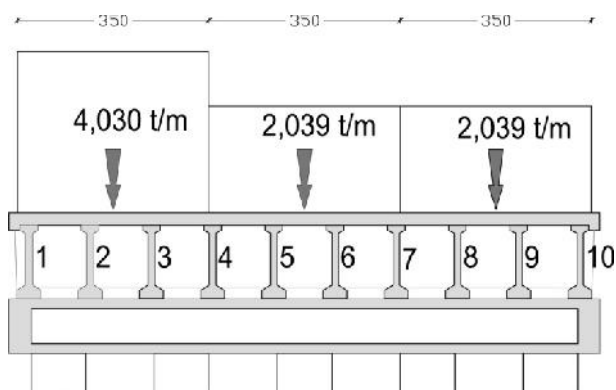


Figura 9 - Carichi uniformemente distribuiti tali da massimizzare il momento flettente

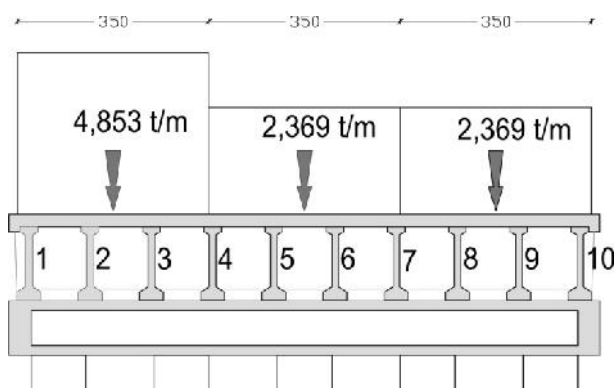


Figura 10 - Carichi uniformemente distribuiti tali da massimizzare il taglio

3.1 Fase 1

Gli impalcati sono stati analizzati agli elementi finiti utilizzando un modello a graticcio. Dal momento che la ripartizione trasversale dei carichi presentava andamento pressochè lineare, in relazione alla notevole rigidità dei traversi, è risultato plausibile l'utilizzo del metodo di *Courbon*. La valutazione delle sollecitazioni ha riguardato la trave maggiormente sollecitata, ovvero la più distante dall'asse, detta trave di riva, della singola campata avente luce pari a m 22,50. La presenza della soletta collaborante superiore è stata considerata nella determinazione delle caratteristiche elastiche delle travi principali e dei trasversi. La ripartizione dei carichi sulla singola trave è stata effettuata, essendo valide le suddette condizioni relative alla rigidità degli elementi facenti parte dell'impalcato, riferendosi al coefficiente di ripartizione proposto nella teoria di *Courbon*. Per la determinazione delle massime sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dal transito del convoglio eccezionale si sono studiate diverse condizioni di carico.

In particolare, gli impalcati presentano le maggiori sollecitazioni flettenti nella configurazione che prevede il rimorchio in posizione simmetrica rispetto al suo asse trasversale. Le massime sollecitazioni taglianti sono indotte dalla configurazione che prevede il massimo carico in prossimità degli appoggi.

3.2 Fase 2

La *Circolare Min. LL.PP. del 14 Febbraio 1962 n.384 - Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali* identifica due diverse categorie di strade e in relazioni a queste descrive gli schemi di carico da utilizzare per la progettazione dell'impalcato. I viadotti in esame sono di prima categoria.

La circolare prescrive per detta categoria di ponti l'utilizzo del più gravoso schema di carico militare, affiancato da una o più colonne indefinite di autocarri da 12 t.

Tra gli schemi militari il più gravoso risulta essere il treno indefinito di carichi da 61,5 t (schema 4 di Figura 8) avente larghezza di m 3,50.

La colonna indefinita di autocarri da 12 t prevede carichi distribuiti su due assi aventi interasse longitudinale di m 3,00 e trasversale di m 2,00 (carichi sull'asse anteriore 4 t e posteriore 8 t) con ingombro m 3,50.

I carichi sono incrementati del coefficiente dinamico.

La circolare prescrive inoltre tabelle che forniscono, in funzione della lunghezza dell'impalcato, i valori dei carichi uniformemente distribuiti tali da indurre le massime azioni flettenti e taglianti (Figg. 9, 10).

Le sollecitazioni indotte dai carichi di progetto previsti dalla normativa vigente all'epoca di realizzazione dei viadotti in studio sono state confrontate con le sollecitazioni che il convoglio eccezionale per il trasporto della componente di maggior peso (2670 kN al netto del rimorchio e delle motrici), induce sugli stessi viadotti. Non avendo a disposizione i dati relativi alle armature delle travi di impalcato si sono effettuate prove di carico sui viadotti tali da indurre sollecitazioni prossime a quelle provocate dal transito dei componenti della TBM.

3.3 Fase 3

Per le prove di carico effettuate nel Settembre 2013, utili sia per la validazione dei modelli di calcolo utilizzati, sia per la valutazione della reale interazione tra le travi in c.a.p. e la soletta in c.a. gettata in opera, sono stati utilizzati quattro dumper disposti nella campata centrale al fine di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti sull'impalcato.



Figura 11 - Operazioni di ispezione con l'ausilio di Bay Bridge

L'analisi svolta nelle precedenti fasi ha permesso, attraverso lo studio delle due diverse configurazioni, di determinare il carico che è stato attribuito ai dumper al fine di ottenere sollecitazioni flettenti e taglianti prossime a quelle indotte dal transito del convoglio eccezionale.



Figura 12 – Disposizione dei dumper nelle prove di carico



Figura 13 – Autolivelli digitali per il monitoraggio



Figura 14 - Stazione totale per il monitoraggio degli abbassamenti

In particolare, la disposizione dei carichi per la flessione risultava essere simmetrica rispetto agli assi longitudinale e trasversale dell'impalcato, con gli assi posteriori più caricati più vicini alla mezzeria, con distanza tra loro di circa m 2,90; mentre per il taglio, l'insieme di 4 dumper è stato posizionato in modo che gli assi posteriori di due coppie siano disposti in corrispondenza dell'estremità del pulvino. In particolare, si sono utilizzati quattro dumper aventi ciascuno peso complessivo pari a 450 kN distribuito sui 4 assi e precisamente: 75 kN su ciascuno dei 2 assi anteriori distanti m 1,90 e 150 kN su ciascuno dei 2 assi posteriori distanti m 1,40 tra loro (Figg.12, 15).

Le prove si sono svolte per step di carico, ciascuno avente durata compresa tra i 10 e i 20 minuti, al fine di permettere la stabilizzazione degli spostamenti. Si è scelto di far scorrere i carichi su campate successive a velocità ridotta, senza

scaricare il viadotto, sfruttando così la lettura degli spostamenti degli impalcati di volta in volta scarichi per la lettura di una eventuale freccia residua.

Durante lo svolgimento delle prove è stata predisposta opportuna strumentazione per rilevare gli spostamenti dell'impalcato. Il monitoraggio è stato eseguito mediante due autolivelli digitali (precisione di 0,01 mm) per la lettura dei punti ubicati sui bordi dell'impalcato (Fig. 13) e un autolivello analogico (precisione di 0,01 mm) per la lettura dei punti disposti sull'asse dell'impalcato. I punti di misura sui bordi sono stati materializzati mediante dime in alluminio sui quali venivano posizionate due stadie mobili in invar con codice a barre; al contrario, per i punti posti sull'asse dell'impalcato si sono impiegate stadie graduate fisse. Il monitoraggio degli spostamenti è stato inoltre eseguito mediante due stazioni totali del tipo Trimble 5600 DR+ (Fig. 14), con precisione pari a 1 mm, posizionate in punti materializzati mediante pilastri realizzati sul rilevato adiacente alle spalle al fine di ridurre al minimo l'incertezza di misura. I punti di monitoraggio sono stati materializzati mediante mire riflettenti installate lungo le travi di bordo in diversi punti del viadotto (Fig.16).

L'esito della prova è stato valutato tenendo conto che durante tutto il corso della stessa non si sono prodotte fessurazioni, deformazioni o dissesti che avrebbero potuto compromettere la sicurezza o la conservazione dell'opera. Tutti gli impalcati hanno esibito un comportamento lineare elastico, con un tempo di ritorno della freccia inferiore ai 5 minuti.

La freccia massima in mezzeria è stata determinata depurando l'abbassamento in campata dell'abbassamento degli appoggi. In particolare, indicati con f_1 ed f_3 gli abbassamenti degli appoggi e con f_2 l'abbassamento in campata, la freccia sperimentale f_{sp} si determina come segue:

$$f_{sp} = f_2 - 0,5 (f_1 - f_3)$$

I risultati dei monitoraggi effettuati dalla Sidercem S.r.l. sono riassunti nella tabella seguente (Tabella 1).

Tabella 1 - Risultati del monitoraggio degli abbassamenti

	f_1 [mm]	f_3 [mm]	f_2 [mm]	f_{sp} [mm]
Campata 1	-0,20	-0,47	-7,59	-7,93
Campata 2	0,58	0,59	-7,60	-7,02
Campata 3	0,20	0,24	-6,70	-6,49
Campata 4	-0,55	-0,22	-8,79	-9,17
Campata 5	0,62	0,52	-7,81	-7,24

La massima freccia sperimentale, misurata nella mezzeria dell'impalcato durante la fase di collaudo è pari a mm 9,17.

Detto abbassamento, registrato nella campata 4, è stato indotto dalla configurazione che prevede i dumper posizionati simmetricamente rispetto agli assi, longitudinale e trasversale, dell'impalcato con gli assi posteriori prossimi alla mezzeria della campata. I risultati ottenuti dalle prove di carico hanno permesso di conoscere il reale comportamento degli impalcati, ed in particolare di confermare la non collaborazione tra la soletta gettata in opera e le travi in c.a.p.

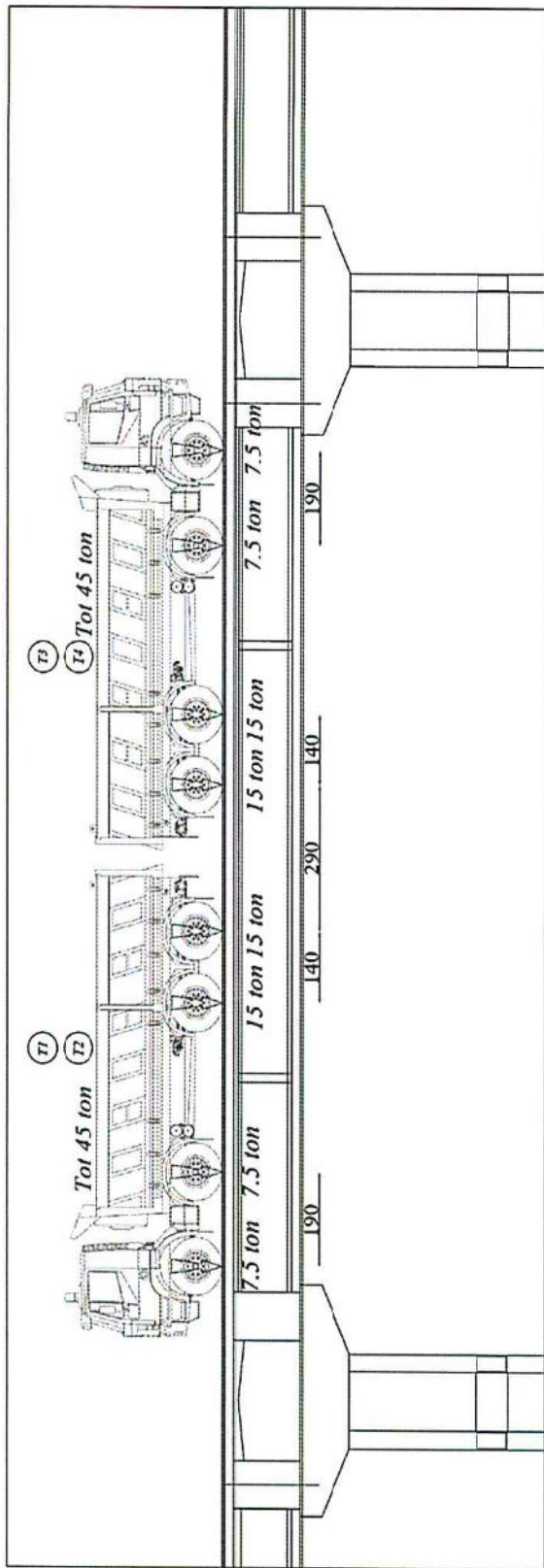


Figura 15 - Posizione dei carichi di collaudo tale da indurre il massimo momento flettente

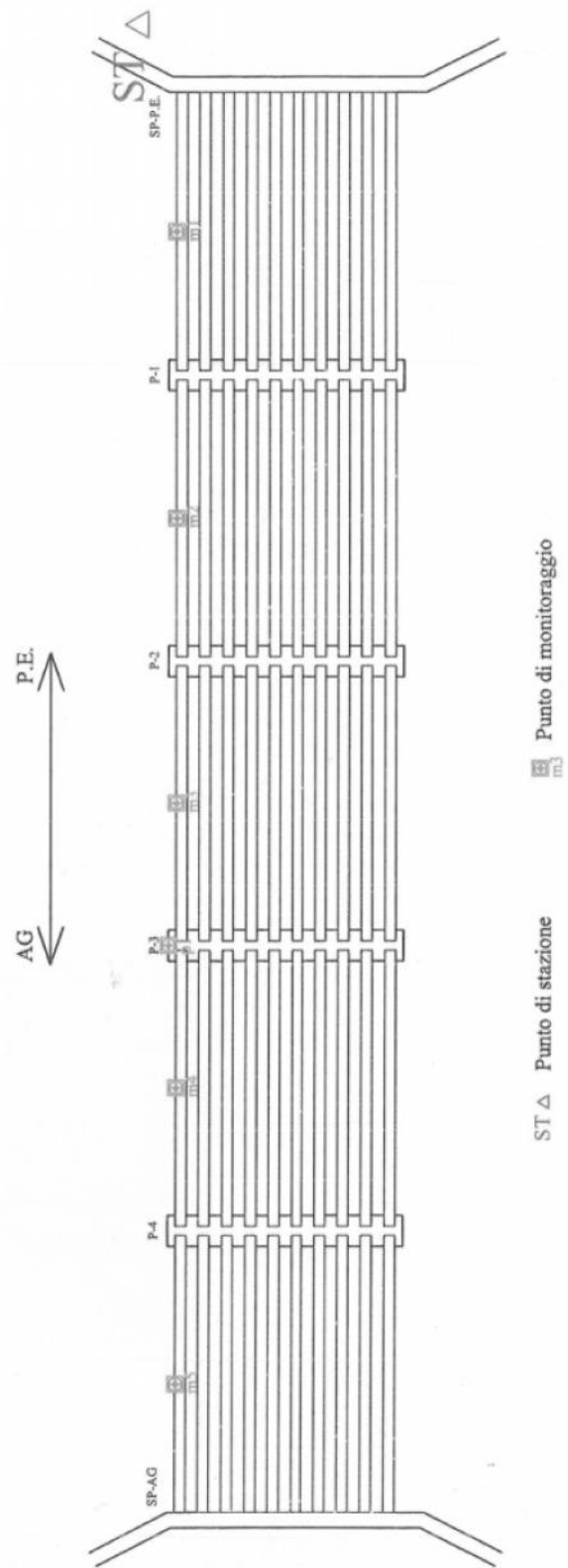


Figura 16 - Punti di monitoraggio viadotto Ipsas I



Figura 17 – Transito di un convoglio eccezionale I

4. RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi condotte hanno permesso di ottenere le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente, nonché il massimo abbassamento misurato nella mezzeria dell'impalcato.

In particolare, analizzate le due configurazioni dei carichi descritte nei paragrafi precedenti, si sono ottenuti i risultati di seguito riportati (Tabella 2).

Tabella 2 - Risultati delle analisi numeriche

	M_{max} [kNm]	T_{max} [kN]	U_z [mm]
Carichi secondo Circolare 384/1962	913,41	195,08	
Convoglio Eccezionale	753,67	124,50	- 8,26
Carico di collaudo pre-prova di carico	674,13	120,15	-7,19

La differenza tra le sollecitazioni indotte dai carichi di collaudo con cui è stata svolta la prova di carico e quelle indotte dal transito del convoglio eccezionale di maggior peso risulta circa del 10% per quel che riguarda il momento e del 3% per quel che riguarda il taglio. Tuttavia, il transito induce sollecitazioni inferiori a quelle indotte dai carichi di progetto previsti dalla normativa vigente nell'anno di realizzazione del viadotto. La differenza tra le suddette sollecitazioni risulta del 17% per quel che riguarda il massimo momento flettente e del 36% per quel che riguarda il massimo taglio.

La freccia teorica rilevata in fase di collaudo risulta essere inferiore del 20% rispetto alla freccia sperimentale nelle medesime condizioni di carico. Tuttavia, dalle misurazioni effettuate dalla *Sidercem S.r.l.* durante il transito del convoglio eccezionale che ha trasportato il componente di massimo peso risulta un abbassamento di 8 mm ovvero inferiore del 3,00% rispetto allo spostamento atteso a seguito delle analisi svolte.

5. CONCLUSIONI

La presente memoria ha illustrato le procedure per consentire il transito di convogli eccezionali su ponti stradali, per i quali non era disponibile la documentazione di progetto, essendo stati realizzati da altra amministrazione.

Tale situazione può trovare riscontro anche per strutture ubicate nei tessuti urbani, da assoggettare a notevoli carichi indotti dal transito di mezzi non convenzionali quali quello in esame.

Dopo un accurato rilievo geometrico, il prelievo di campioni dei materiali costituenti le opere d'arte per effettuare le indagini di laboratorio e le prove in situ, si sono progettate prove di carico tendenti ad indurre sull'impalcato sollecitazioni prossime a quelle massime di progetto, sulla base della normativa vigente all'epoca della realizzazione dei viadotti. L'esecuzione delle prove di carico, svolte con esito positivo, ha consentito di verificare la capacità portante degli impalcati e di programmare la suddivisione del carico complessivo della TBM in più convogli. Il transito (Fig. 17) dei convogli è avvenuto con velocità di percorrenza minore di 5 km/h, tale da escludere l'insorgere di effetti dinamici. Il transito è avvenuto senza indurre sui viadotti alcun danno.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Barbarito, B. (1984) - Verifica sperimentale delle strutture - collaudo - dissesti - risanamenti, Ed. Utet.
- [2] Leonhardt, F. (1979) - *C.a. & C.a.p.*, I ponti - Volume VI, Edizioni Teniche.
- [3] Messina, C. (1975) - L'impalcato dei ponti, Ed. Uniedit.
- [4] La Rosa, V. - Scibilia N. (1984), *Verifica della validità di modelli teorici per l'analisi di impalcati continui a due travi sulla base di misure rilevate in prova di carico su viadotto*, L'Industria delle Costruzioni, pp. 66-71.
- [5] Rinaldi, G. (1974) - La costruzione dei ponti, Ed. Eredi V. Veschi.
- [6] Liebenberg, A.C. (1992) - Concrete Bridges - Design and Construction, Longman Scientific & Technical UK Limited.
- [7] Troitsky, M. S. (1994) - Planning and design of bridges, Jhon Wiley & Sons Inc.
- [8] Venturi, M. - Venturi, V. (2001) - Degradi delle opere d'arte stradali, Sidercem S.r.l.
- [9] Venturi, V. (2003) - La Valutazione del Degrado dei Ponti ed i Sistemi di Gestione in Europa, Sidercem S.r.l.
- [10] Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1962 n. 384 - Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'ing. Massimiliano Campanella responsabile della sezione ANAS di Agrigento e l'ing. Vincenzo Arena del laboratorio autorizzato Sidercem S.r.l. di Caltanissetta.