

PONTE AL km 101 + 079

xxxxxxxxxxxx

xxxxxxxxxxxx

INDAGINI SPERIMENTALI - SIMULAZIONE NUMERICA

PROVA N. 257/AA

Committente: **xxxxxxx**
Responsabile procedimento: **xxxxxxx**
Consulente: **xxxxxxx**
Relatori: **xxxxxxx**
 xxxxxxx



xxxxxxxxxxxx

INDICE

1. PREMESSA	4
2. INDAGINI SPERIMENTALI	8
2.1 Prove di Pull-out	8
2.1.1 Apparecchiatura Pull-out	8
2.1.2 Risultati.....	9
3. PROVA DI CARICO STATICA - DINAMICA	10
3.1 La strumentazione	10
3.2 Applicazione del carico.....	11
3.3 Descrizione della prova	12
4. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA	17
4.1 Strumentazione impiegata	17
4.2 Posizione dei rilievi	17
4.3 Acquisizione dei dati.....	19
4.4 Modalità di elaborazione.....	19
4.5 Applicazione degli impulsi	19
4.6 Caratterizzazione dinamica	20
5. SIMULAZIONE NUMERICA	22
5.1 Il modello agli elementi finiti	22
5.2 Identificazione dinamica	24
5.3 Analisi dello stato di deformazione dovuto ai carichi di prova	29
5.4 Analisi dello stato di sollecitazione dovuto ai carichi di esercizio	32
5.4.1 Azioni permanenti	32
5.4.2 Azioni dovute ai convogli	32
5.4.3 Azioni climatiche: vento	34
5.5 Condizioni di carico elementari.....	35
5.6 Combinazione delle condizioni di carico	35
5.7 Combinazione di carico C₁: sollecitazioni dovute da 2 treni di carico LM71 ...	35
5.8 Combinazione di carico C₂: analisi dello stato di sollecitazione dovuto al treno di carico LM71 ed ai carichi eccezionali.....	39
5.9 Combinazione di carico C₃: analisi del carico limite che induca le massime	

sollecitazioni	43
6. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	46
6.1 Resistenze caratteristiche	47
7. IDONEITA STATICA	48
7.1 Le anomalie riscontrate.....	48
7.2 Proposta di risanamento	50
7.3 Idoneità statica	51

ALLEGATI

Rilievo geometrico su CD-Rom
Schede difettologiche

1. PREMESSA

La Società *4 EMME Service S.p.A.* specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata, con ordinativo N° 437/BZ del 24/09/2004 da **XXXXXXXXXXXX**, di eseguire una serie di indagini sperimentali per fornire al consulente incaricato, **XXXXXXXXXXXX**, le informazioni necessarie alla verifica statica decennale del ponte al km 101 + 079 sulla linea **XXXXXXXXXX**, e di valutare le tensioni raggiunte al transito dei carichi eccezionali TEP.

L'incarico prevede:

- l'ispezione visiva primaria;
- prove di pull-out;
- la prova di carico statica – dinamica;
- la caratterizzazione dinamica sperimentale;
- la modellazione numerica calibrata sulla base delle risultanze sperimentali;
- collaudo al treno di carico LM71;
- confronto delle tensioni date dai TEP con quelle di riferimento dell'LM71;
- determinazione della possibilità di aumento del carico assiale del TEP senza il superamento delle tensioni calcolate per il carico LM71 o all'interno delle tensioni ammissibili.

Tutte le indagini e le elaborazioni sono state eseguite, nei mesi di gennaio ed aprile 2005 dal personale della *4 EMME Service S.p.A.* nelle persone dell'ing. **XXXXXXXXXX**; ing. **XXXXXXXXXX**; dott.sa **XXXXXXXXXXXX**; l'organizzazione generale è stata gestita dall'ing. **XXXXXXXXXX**.

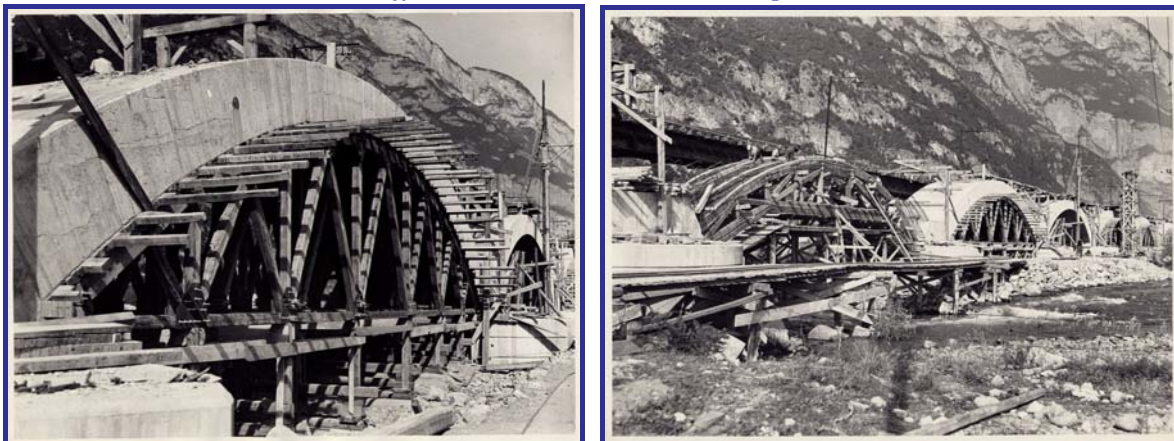
Alle indagini ha assistito l'arch. **XXXXXXXXXX** della **XXXXXXXXXX** quale Responsabile del procedimento.

1.1. Descrizione della struttura

Il ponte, originariamente costituito da campate metalliche, in calcestruzzo armato ed in pietra, è stato ricostruito dopo la II guerra mondiale a seguito dei bombardamenti subiti. La nuova struttura, costituita da due archi affiancati, uno per ogni binario, è stata realizzata interamente in calcestruzzo armato, ed è costituita da 34 pile (ogni 5 è presente una pila-spalla) e da 35 archi di 21,0 metri di luce ciascuno con freccia di 3,50 m, su cui gravano i binari, la massicciata e due marciapiedi simmetrici.



Gli effetti del bombardamento sul ponte



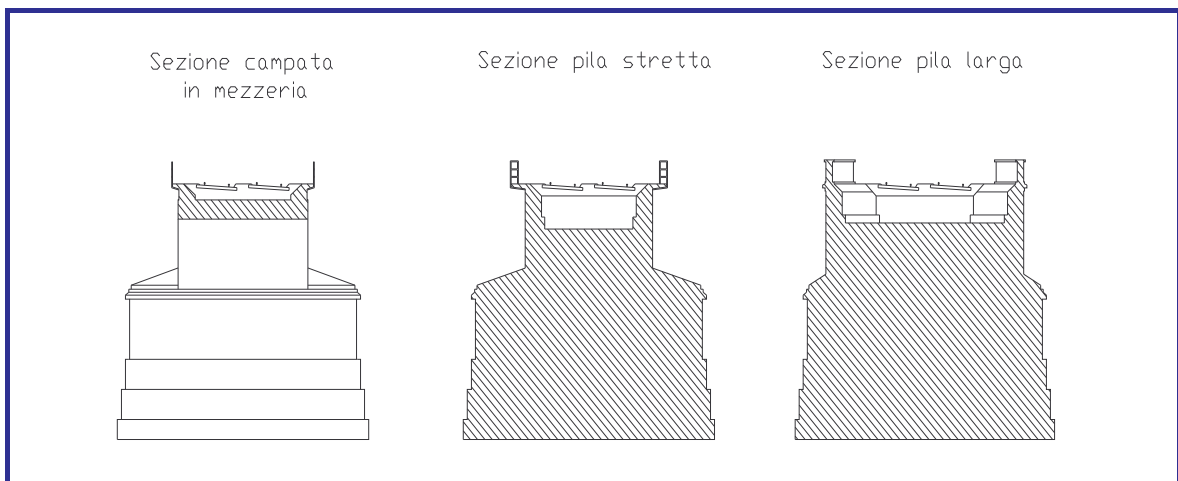
Costruzione del binario dispari



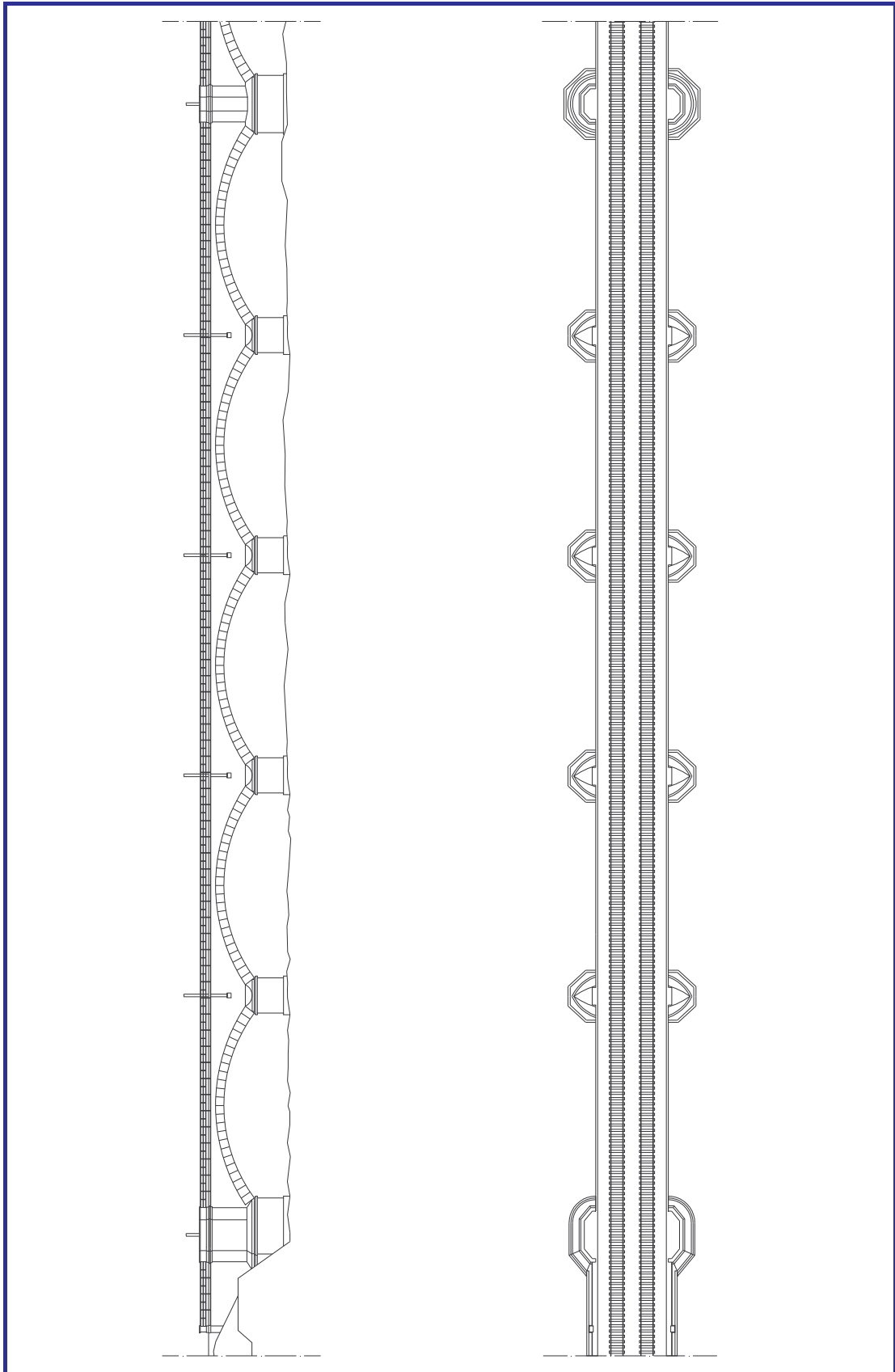
Struttura originaria usata come cassaforma

Le principali caratteristiche della struttura sono:

- larghezza dell'impalcato in corrispondenza della mezzeria degli archi: **8,7 m;**
- larghezza dell'impalcato in corrispondenza delle pile strette: **9,7 m;**
- larghezza dell'impalcato in corrispondenza delle pile larghe: **12,6 m;**
- luce della singola campata: **21,0 m.**



Sezioni trasversali



Prospetto e pianta

2. INDAGINI SPERIMENTALI

2.1 Prove di Pull-out

2.1.1 Apparecchiatura Pull-out

La metodologia d'indagine consente di determinare la resistenza media del calcestruzzo, R_{mc} , mediante l'estrazione di un tassello post-inserito. La tecnica è unificata nelle norme UNI 10157 .

Il sistema è stato sviluppato in modo da permettere l'inserimento di un tassello post-opera. Il tassello viene inserito in un foro appositamente svasato internamente; attraverso la battitura della testa del tassello si produce l'allargamento della parte radiale interna consentendo così una perfetta adesione alle pareti. Viene quindi applicato un martinetto oleodinamico che poggia su una superficie circolare; attraverso il tiro del tassello si determina la rottura di un cono di calcestruzzo. Il valore della forza massima necessaria consente, attraverso delle curve sperimentali di correlazione, di pervenire al valore della R_{mc} . La rottura della parte sottoposta a tensione avviene per compressione-taglio tra la parte allargata del tassello e la base del martinetto.

La strumentazione, oltre a comandare elettricamente il funzionamento del martinetto, consente una misura elettronica della pressione oleodinamica ed una lettura diretta su digitale del valore della R_{mc} . I valori rilevati sono stampati su apposito nastro cartaceo.

La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- rilevazione attraverso un Pachometro della presenza di ferri e staffe di armatura nell'area di prova;
- esecuzione del foro, alle distanze dai ferri previste a norma, con successiva svasatura interna;
- inserimento del tassello con battitura della testa;
- fissaggio del martinetto di estrazione;
- estrazione comandata elettricamente;
- visione immediata e stampa del risultato.

Le zone sottoposte ad indagine sono quelle richieste dal Direttore Lavori e indicate nelle tabelle delle pagine successive.



Martinetto in estrazione



Apparecchiatura Pull-Out

2.1.2 Risultati

Riportiamo di seguito la tabella dei valori rilevati.

La curva di correlazione tra forza massima d'estrazione e R_{mc} utilizzata è la seguente:

$$R_{mc} = \frac{-12.5 \cdot 10^{-6} \cdot F^2 + 0.157 \cdot F + 10}{10} \quad [\text{MPa}]$$

dove F = forza di estrazione espressa in daN.

TABELLA 1 – ARCO PRIMA CAMPATA SUD

Elemento	Posizione	F [daN]	R_{mc} [MPa]	R_{mc} media [MPa]
Arco prima campata sud	Imposta nord lato ovest	3324	39,4	36,8
		2793	35,1	
		2781	35,0	
		3371	37,7	
Arco prima campata sud	Imposta nord lato est	2734	34,6	30,8
		1732	24,4	
		1921	26,5	
		3088	37,6	

TABELLA 2 – ARCO SESTA CAMPATA SUD

Elemento	Posizione	F [daN]	R_{mc} [MPa]	R_{mc} media [MPa]
Arco sesta campata sud	Imposta nord lato ovest	2180	29,3	32,3
		2475	32,2	
		2581	33,2	
		2711	34,4	

3. PROVA DI CARICO STATICA - DINAMICA

3.1 La strumentazione

La rilevazione delle deformazioni è stata effettuata con l'attrezzatura costituita da:

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni *DataShuttle Express*;
- 8 trasduttori potenziometrici modello *Midori LP-50 da 5 K Ω* ;
- software di elaborazione *DasyLab*.

Il segnale elettrico trasmesso dai trasduttori è trasformato in unità ingegneristica attraverso il coefficiente di taratura riportato nel certificato di calibrazione. Il segnale analogico ricevuto è digitalizzato con una suddivisione pari a 8.192 parti del fondo scala, raggiunge un'accuratezza pari a $\pm 0,006$ mm.

La catena di misura, sensore-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1,3\%$.

La calibrazione di tutta la strumentazione è stata effettuata in data 25 ottobre 2004 e documentata col Certificato di Taratura n. 221B/04.

Tutti gli strumenti sono stati tarati dal Laboratorio Tarature della *4 EMME Service S.p.A.* utilizzando dei sensori campione come previsto dalla procedura 7.6 "Gestione degli Strumenti" del Manuale di Qualità.



Trasduttori di spostamento II campata

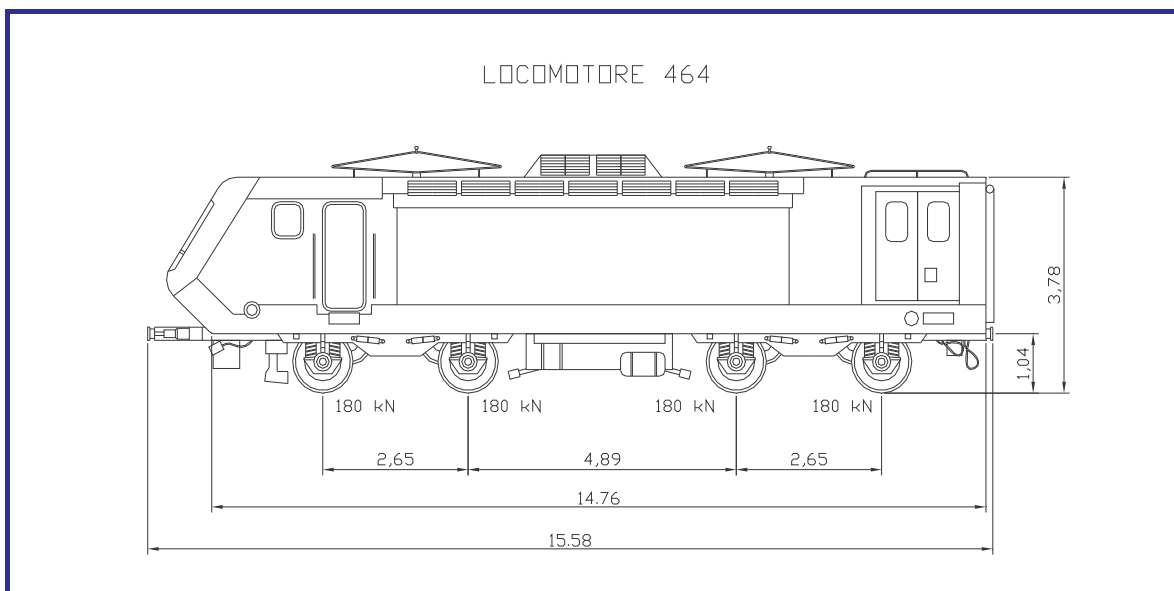


Postazione d'acquisizione

3.2 Applicazione del carico

La prova di carico è stata eseguita il 25 gennaio 2005.

La sollecitazione della struttura è stata ottenuta durante il passaggio di un convoglio di cui si conosceva le caratteristiche del locomotore, L 464, utilizzato come riferimento nel modello ad elementi finiti. Il treno in esame è identificato dall'acquisizione Vodi_02 del passaggio delle ore 13.02.



Misure e carico per asse del locomotore 464

TABELLA 3 – CARICHI SOLLECITANTI

FILE	CAMPATE	DATA	ORA	TIPO	DIREZIONE
Vodi_01	I, II e III da sud	25.01.2005	12.48	Passeggeri	Bolzano – Trento
Vodi_02	I, II e III da sud	25.01.2005	13.02	Passeggeri	Bolzano – Trento
Vodi_03	VI da sud	05.04.2005	12.16	Passeggeri	Bolzano – Trento
Vodi_04	VI da sud	05.04.2005	12.22	Merci	Trento – Bolzano
Vodi_05	VI da sud	05.04.2005	12.24	Merci	Bolzano – Trento

3.3 Descrizione della prova

La prova di carico statica-dinamica prevede l'utilizzo di mezzi in movimento per la determinazione delle frecce nella configurazione deformata. Data la tipologia dei mezzi le sollecitazioni maggiori sono state ottenute in corrispondenza del transito dei locomotori, con deformazioni che risentono dell'effetto dinamico.

I trasduttori di spostamento sono portati a contatto dell'intradosso attraverso apposite aste telescopiche e collegati all'unità di acquisizione mediante cavi schermati.

Le prove di carico sono state eseguite sulla I, II, III e VI campata partendo da sud.

In corrispondenza di ogni transito è stata attivata l'acquisizione registrando i dati provenienti dai trasduttori (I, II e III campata nella giornata del 25/1/2005 e VI campata nella giornata del 5/4/2005) con un campionamento di 200 Hz.

Durante le prove, tutte avvenute in presenza di vento, la temperatura ambiente è stata di 3 °C il giorno 25/1/2005 e di 17 °C il 5/4/2005.



Trasduttore su bordo VI campata



Trasduttore in mezzeria II campata

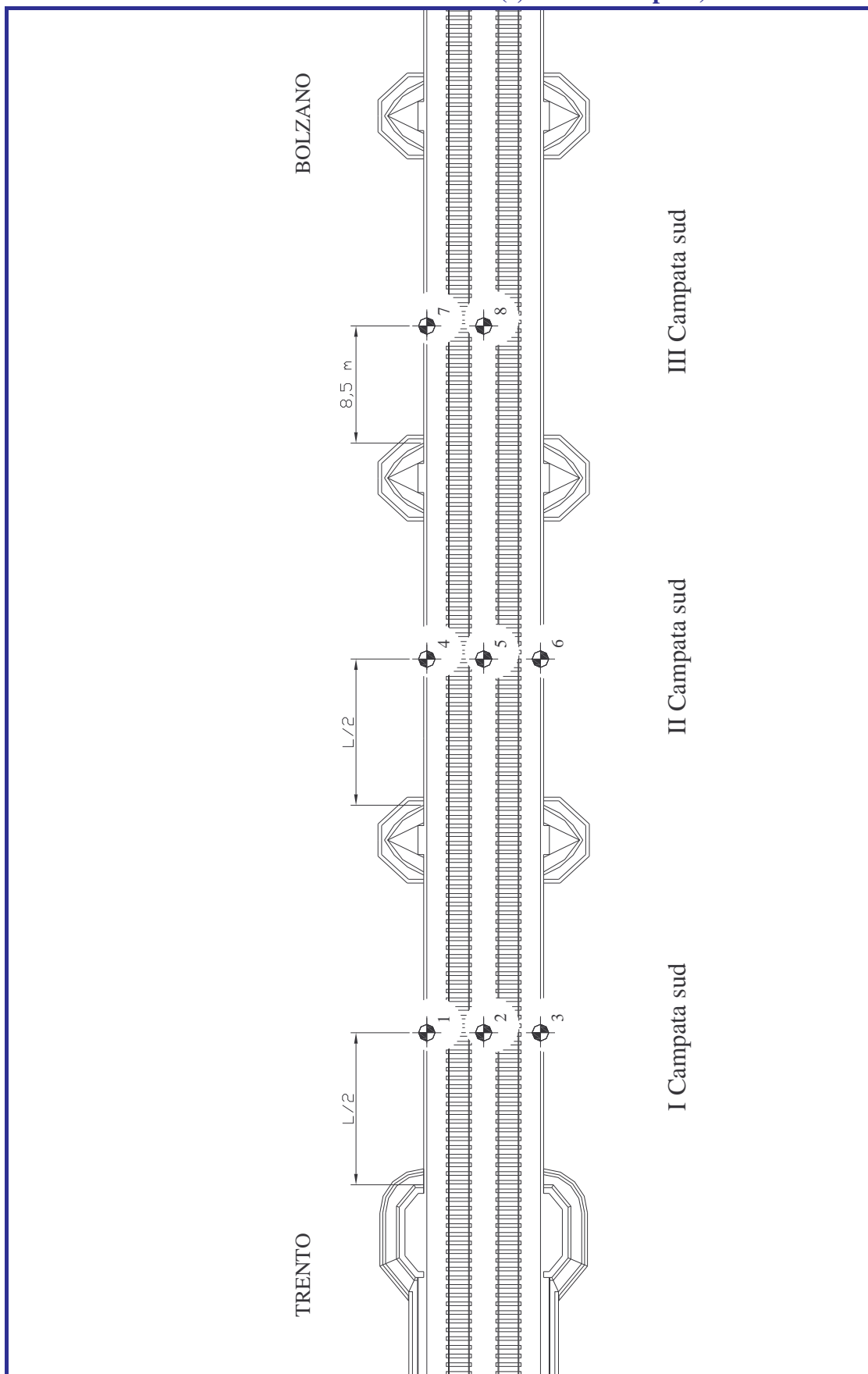


Trasduttori di spostamento I campata

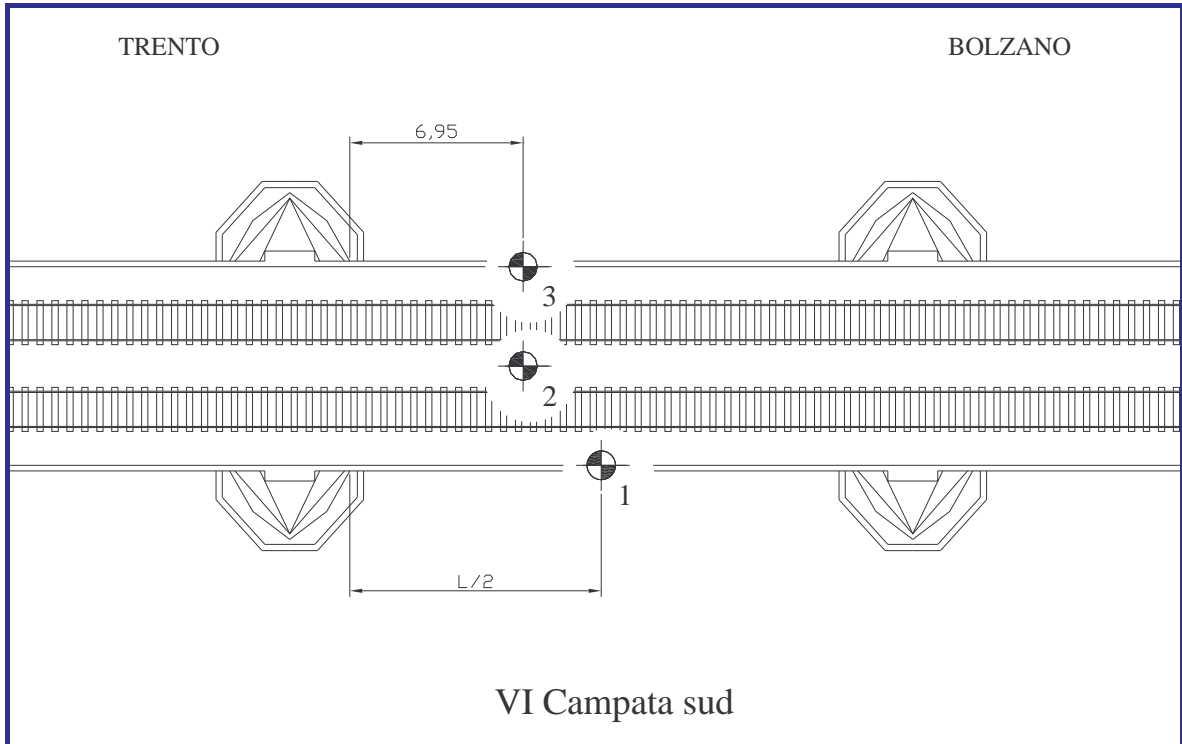


Trasduttori di spostamento III campata

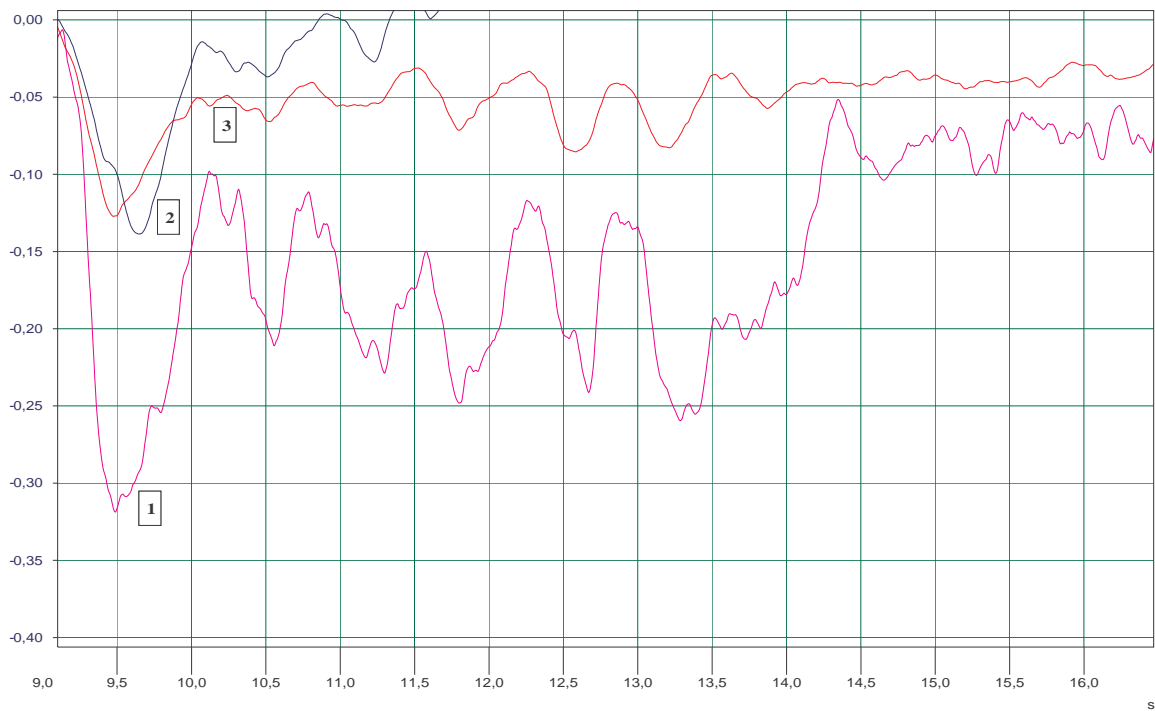
SENSORI DIFFERENZIALI (I, II e III campata)



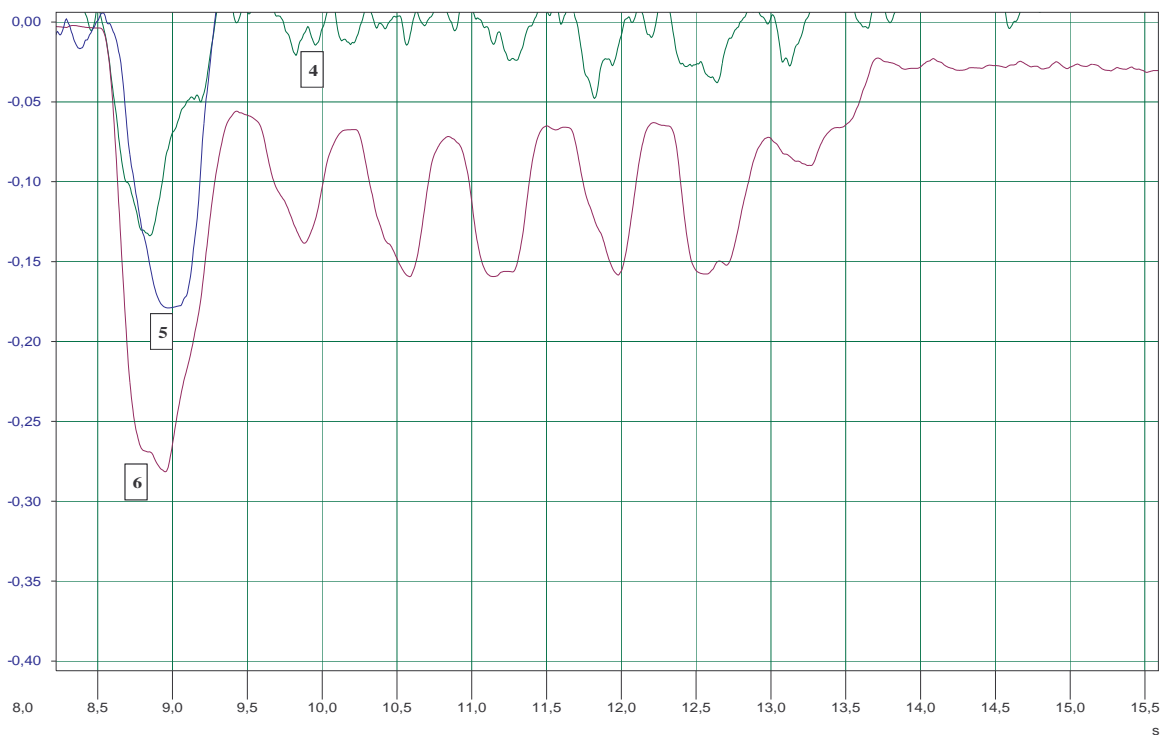
POSIZIONE SENSORI DIFFERENZIALI (VI campata)



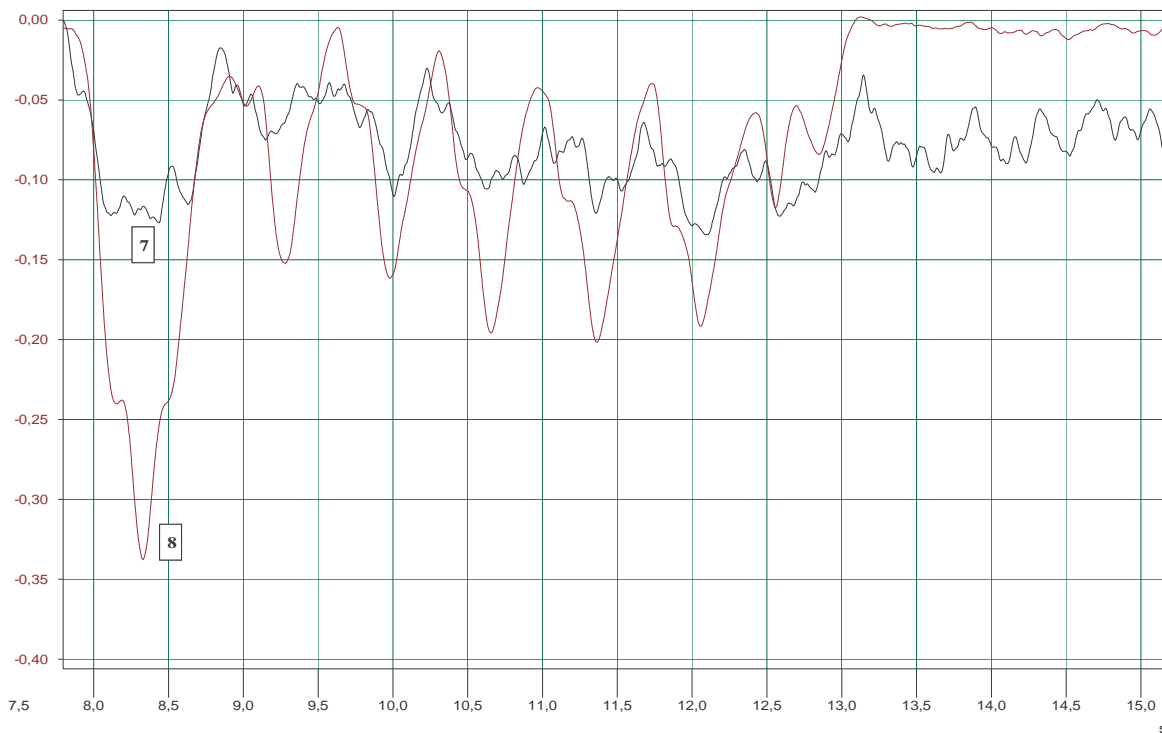
Nelle immagini seguenti sono riportati gli abbassamenti della I, II e III campata in corrispondenza del transito acquisito sul file "Vodi_02".



File "Vodi_02" campata 1 – sensori CH1, CH2, CH3



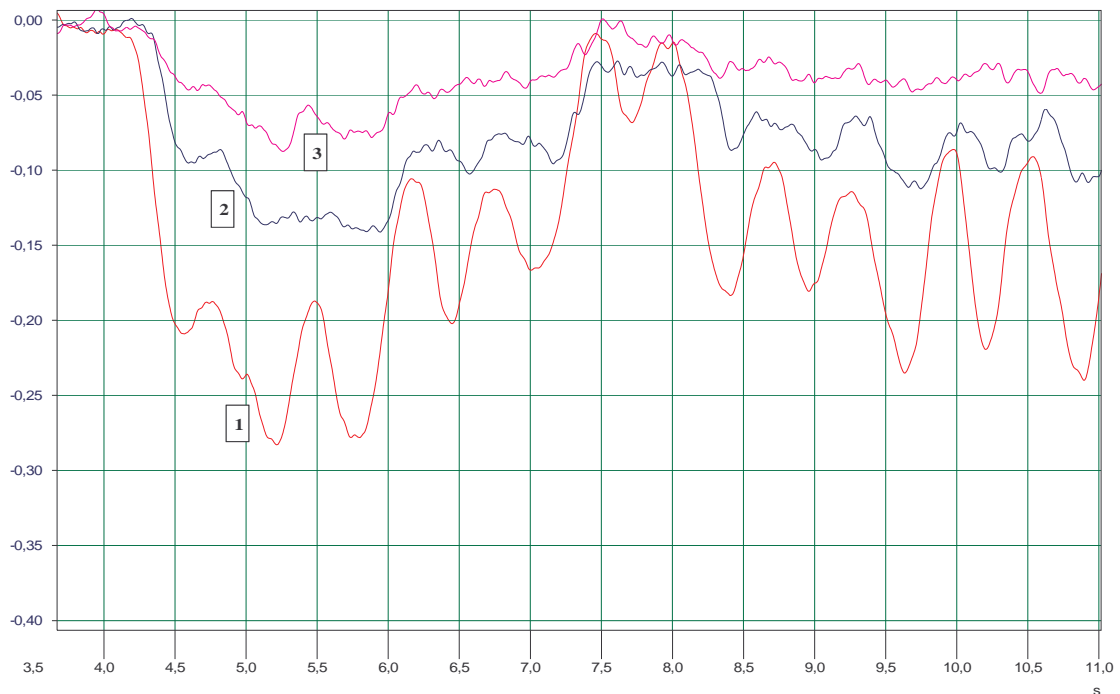
File "Vodi_02" campata 2 – sensori CH4, CH5, CH6



File "Vodi_02" campata 3 – sensori CH7, CH8

TABELLA 4 – FRECCE MASSIME I, II e III CAMPATA

FILE	I CAMPATA			II CAMPATA			III CAMPATA	
	CH 1 mm	CH 2 mm	CH 3 mm	CH 4 mm	CH 5 mm	CH 6 mm	CH 7 mm	CH 8 mm
Vodi_01	0,11	0,16	0,26	0,11	0,26	0,32	0,09	0,32
Vodi_02	0,13	0,14	0,32	0,13	0,18	0,28	0,12	0,33



File "Vodi_10" campata 6 – sensori CH1, CH1, CH3

TABELLA 5 – FRECCE MASSIME VI CAMPATA

FILE	CH 1 mm	CH 2 mm	CH 3 mm
Vodi_03	0,25	0,14	0,07
Vodi_04	0,08	0,16	0,22
Vodi_05	0,27	0,13	0,08

4. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

Lo scopo dell'indagine dinamica è quello di individuare sperimentalmente le frequenze libere di vibrazione. Con il risultato sperimentale si procede alla calibrazione del modello variando i parametri di input fino ad ottenere la corrispondenza tra le frequenze di risposta teorica con quelle sperimentali.

Inoltre, i parametri dinamici essendo legati a tutti gli elementi geometrici e meccanici della struttura, rappresentano un valido strumento di controllo nel tempo dell'eventuale variazione delle condizioni generali.

4.1 Strumentazione impiegata

La strumentazione impiegata per le rilevazioni è composta di:

- 8 accelerometri piezoelettrici PCB M19A:
 - sensibilità* 500 mV/g
 - campo* $\pm 5g$
 - risoluzione* $1 \times 10^{-4} g$
 - campo di frequenza* 0,025-800 Hz
- apparecchiatura per l'acquisizione dei dati modello *Data Shuttle 16*;
- Software di elaborazione *DasyLab*.



Terme accelerometriche

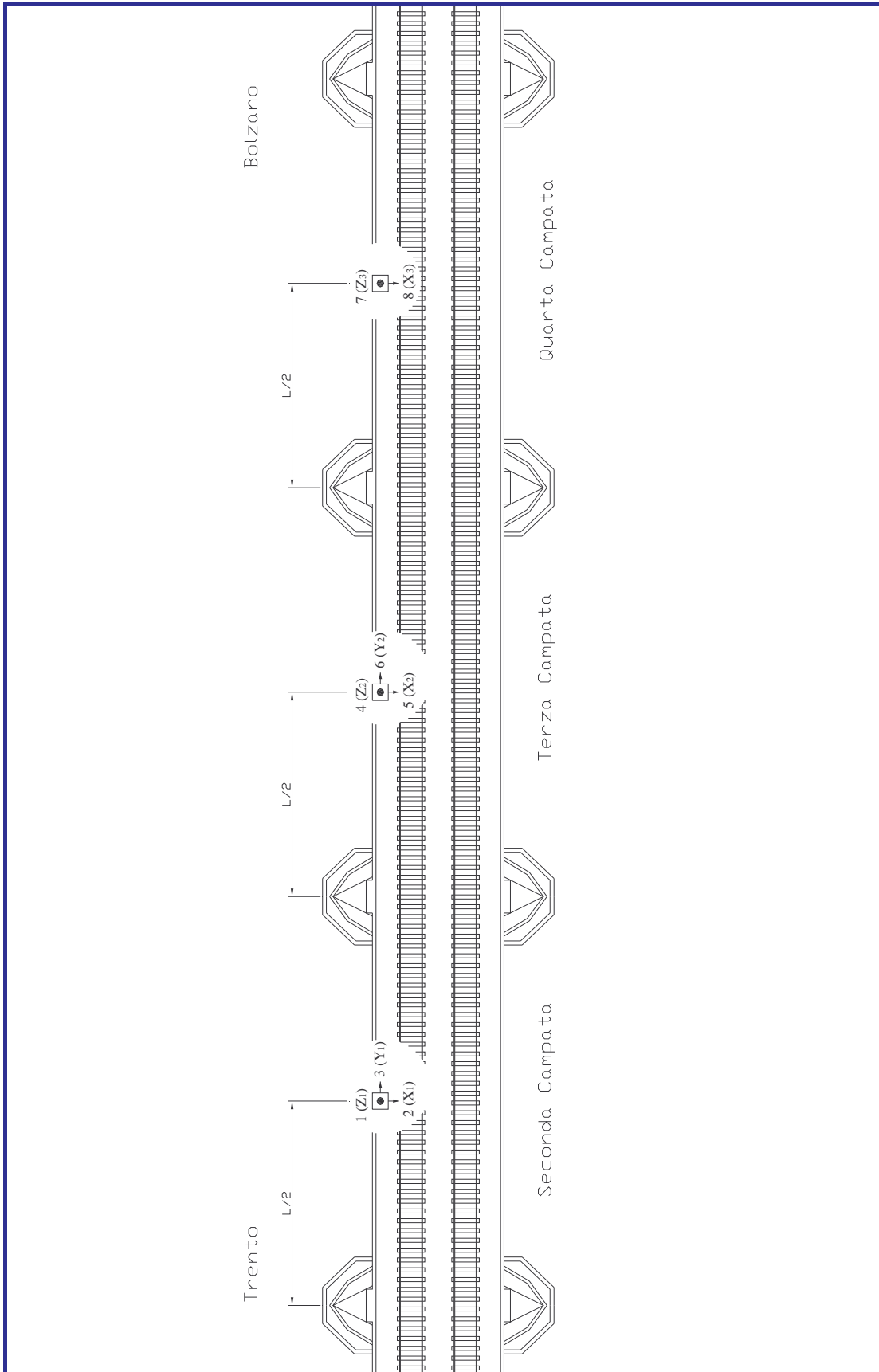


Disposizione delle terme sull'impalcato

4.2 Posizione dei rilievi

Sono state utilizzate 3 terme accelerometriche per la caratterizzazione dinamica della struttura, poste nelle mezzerie sul bordo ovest della II, III e IV campata come indicato nello schema seguente.

POSIZIONE DEGLI ACCELEROMETRI



4.3 Acquisizione dei dati

Il segnale è stato acquisito senza nessuna preventiva elaborazione utilizzando una frequenza di campionamento pari a 200 Hz.

I dati sono stati memorizzati sul disco rigido del nostro computer n. 224.

4.4 Modalità di elaborazione

L'elaborazione è avvenuta utilizzando un software dedicato rispettoso delle indicazioni e delle formule riportate nelle norme UNI ISO 5347 e 5348.

4.5 Applicazione degli impulsi

La metodologia utilizzata per la caratterizzazione dinamica è basata sul rilevamento delle accelerazioni indotte dal passaggio di un treno in velocità.

Le elaborazioni sono effettuate esclusivamente nel tratto d'acquisizione con il treno al di fuori degli impalcati in misura per consentire di rilevare le frequenze libere non influenzate dalla massa del carico eccitante.

Durante la prova la temperatura ambiente è stata di 17° C.



Passaggio del treno in velocità

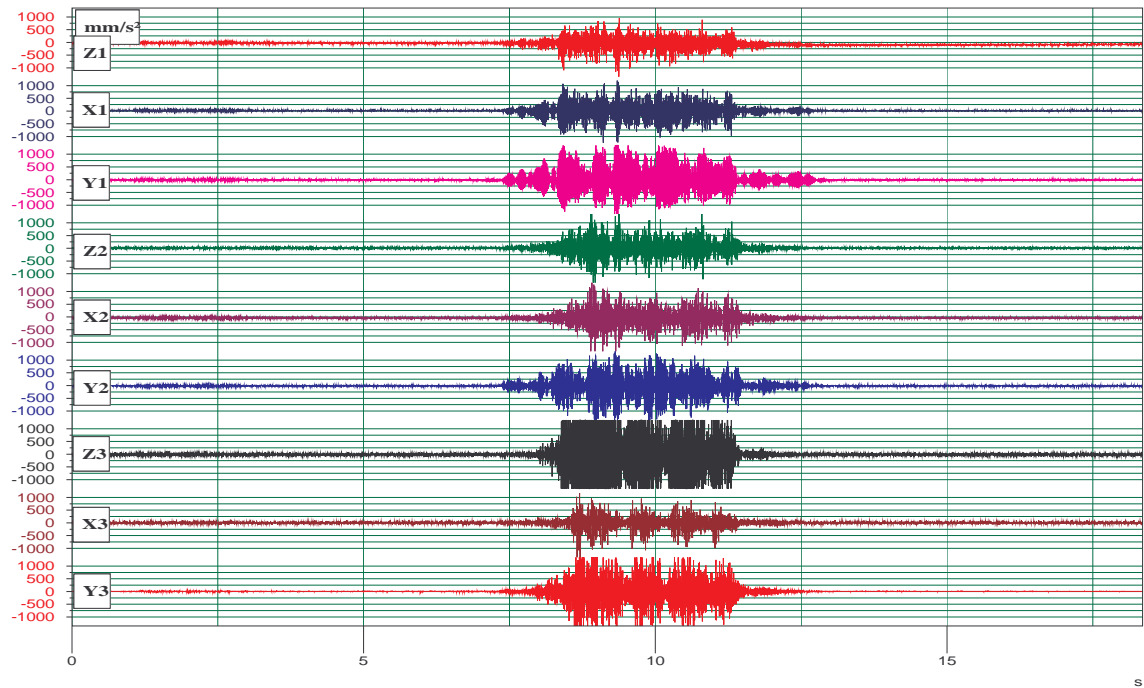
Nella tabella seguente sono associati ai file di acquisizione la tipologia degli impulsi applicati.

TABELLA 6 - SOLLECITAZIONI DINAMICHE

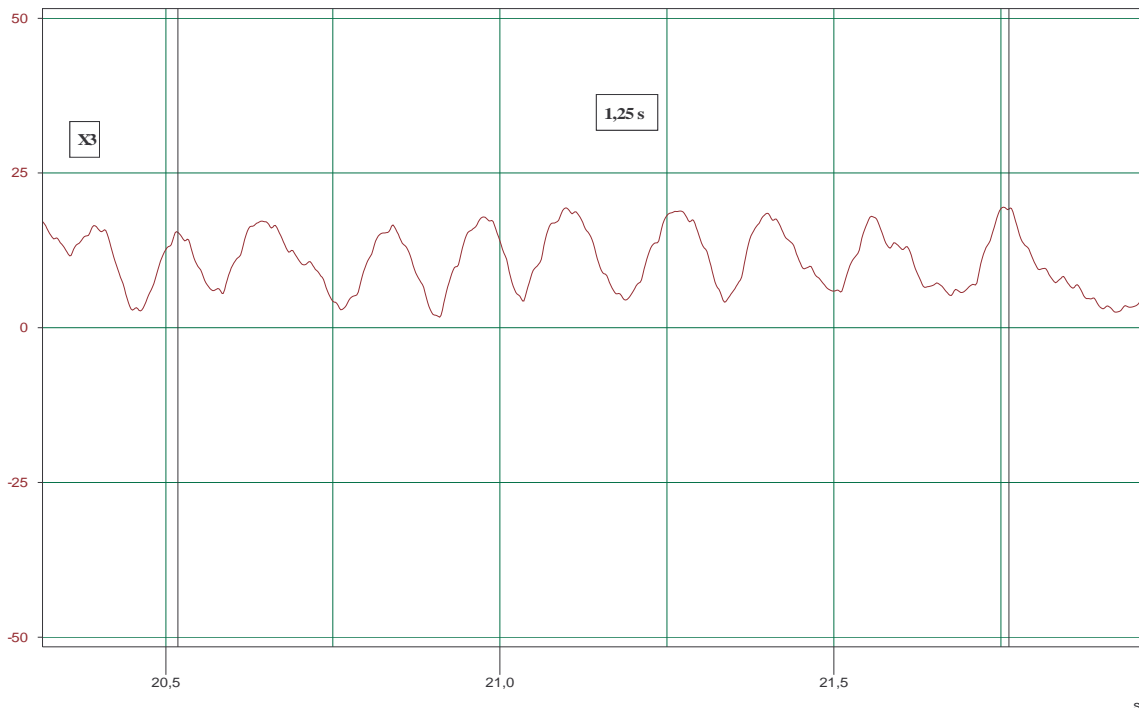
FILE	TIPOLOGIA IMPULSO	ORA	DIREZIONE
<i>101+079_01</i>	<i>Treno passeggeri</i>	<i>12:16</i>	<i>BZ – TN</i>
<i>101+079_02</i>	<i>Treno merci</i>	<i>12:22</i>	<i>TN - BZ</i>

4.6 Caratterizzazione dinamica

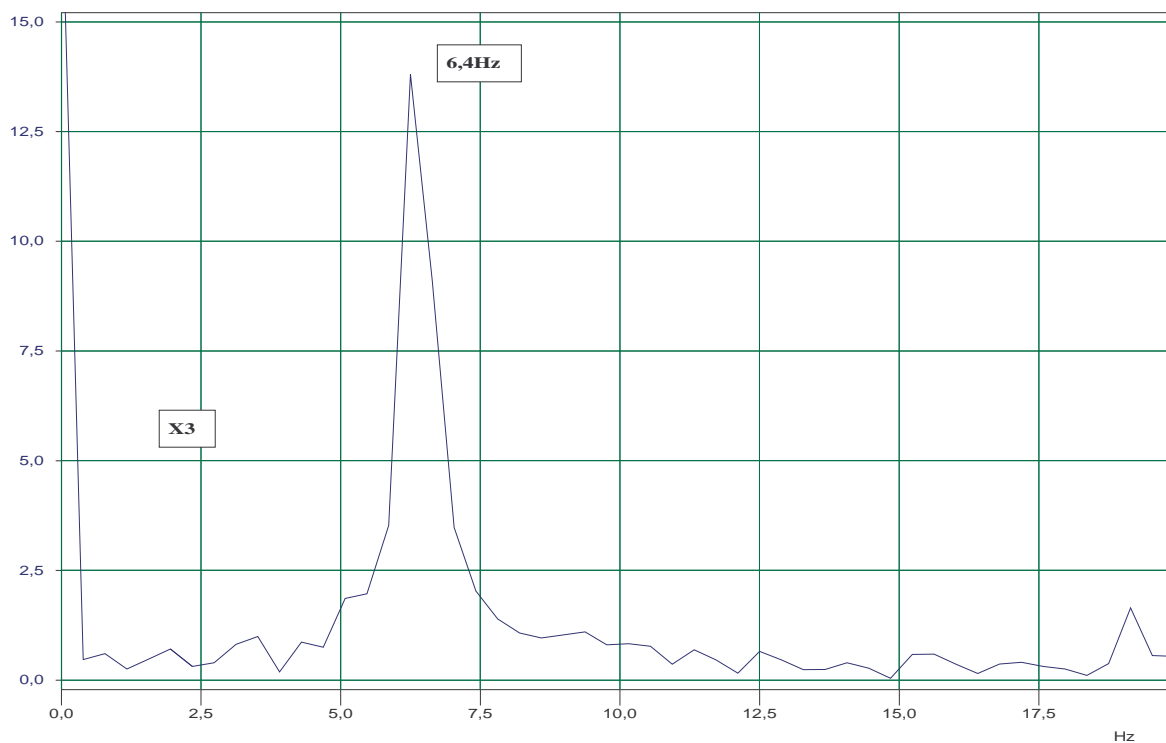
Nel primo grafico si riporta l'oscillogramma dei 9 sensori nell'acquisizione 101+079_01. In ascissa abbiamo il tempo in secondi ed in ordinata l'accelerazione espressa in mm/s².



Nel grafico successivo, ottenuto dalla stessa acquisizione, è evidenziata una finestra temporale della coda del segnale acquisito, filtrato attraverso un passa basso tipo Butterworth di 10 Hz. In direzione X₃ si possono contare 8 oscillazioni in un intervallo di 1,25 secondi, pari ad una frequenza $f = 8 / 1,25 = 6,4 \text{ Hz}$.



L'elaborazione nel dominio delle frequenze dell'acquisizione 101+079_01, ottenuta con la trasformata di Fourier, ci fornisce lo spettro sottostante, che conferma la frequenza rilevata nel dominio dei tempi.



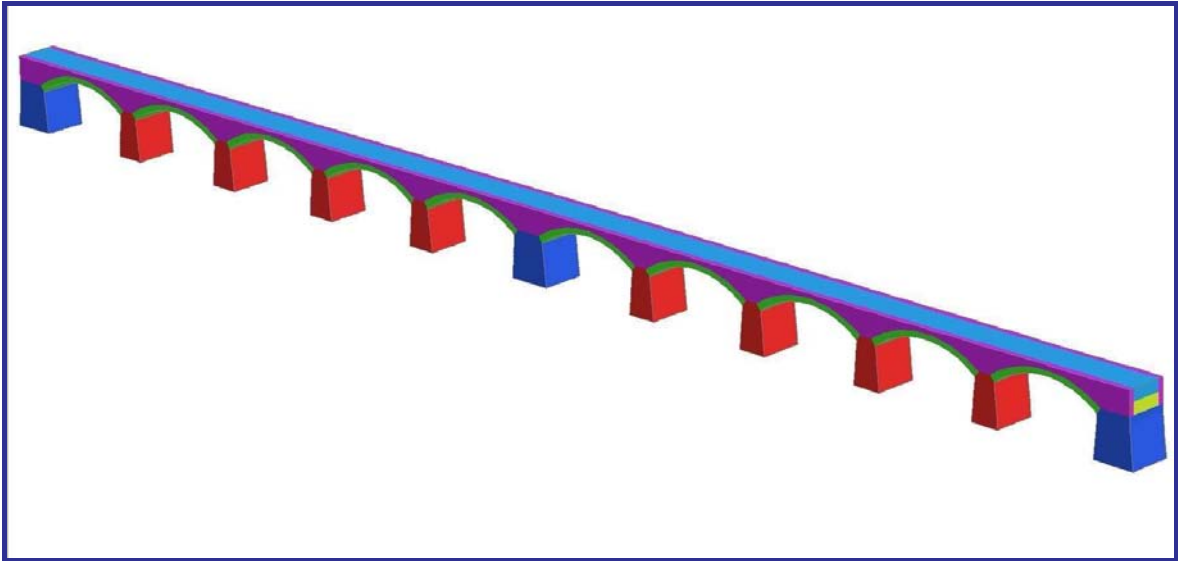
In conclusione, si è rilevata una frequenza fondamentale pari a **6,4 Hz** nella **direzione trasversale**.

Le elaborazioni consentono di ottenere una precisione pari a $\pm 0,1$ Hz.

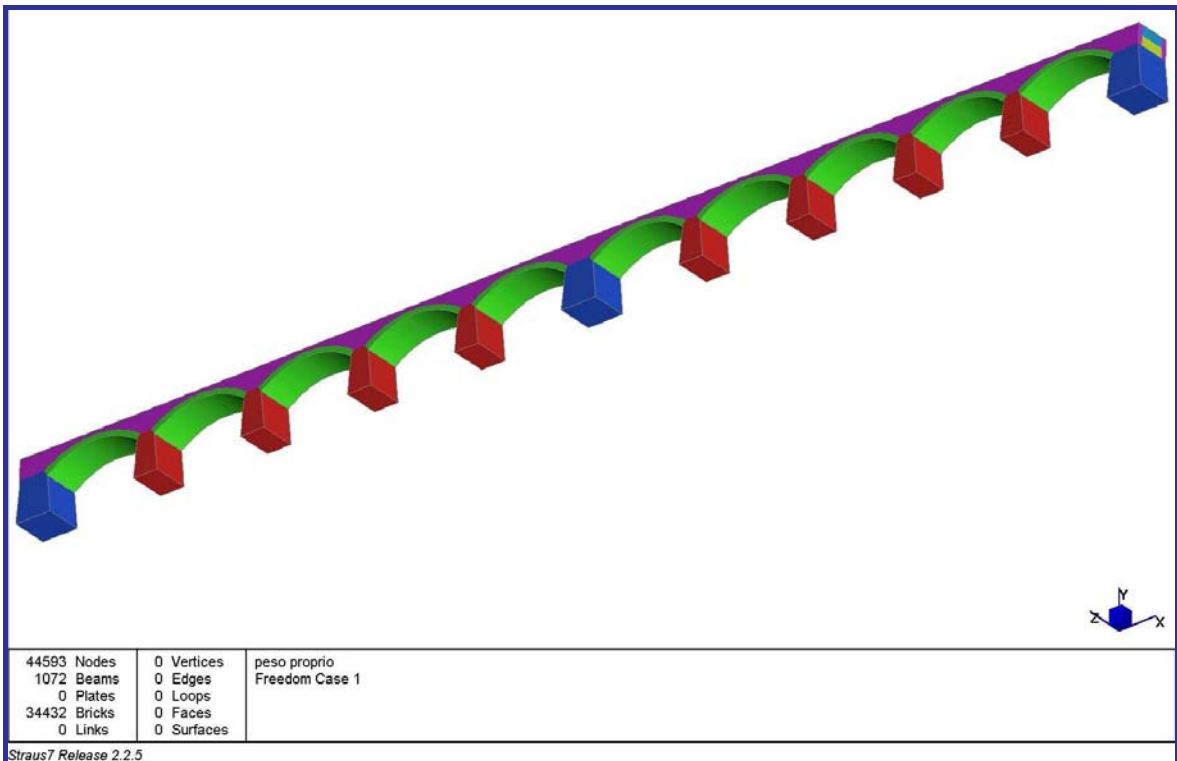
5. SIMULAZIONE NUMERICA

5.1 Il modello agli elementi finiti

Il modello numerico presentato è stato calibrato sulla base della caratterizzazione dinamica sperimentale riportata nella presente relazione. Una volta costruiti gli elementi solidi ed inseriti i parametri meccanici e geometrici, si è provveduto a variare il modulo elastico ed il grado dei vincoli fino a che la risposta dinamica teorica si è avvicinata a quella sperimentale.



Vista assometrica del modello agli elementi finiti



Vista assometrica dal basso del modello agli elementi finiti

Il modello ad elementi finiti è costituito da 44593 nodi e 34432 elementi solidi utilizzati nella modellazione dei diversi elementi del manufatto rappresentato nelle figure precedenti.

In particolare la connessione delle spalle con il terreno di fondazione è stata modellata con dispositivi elasticamente cedevoli, secondo lo schema alla Winkler, adottando come valore della rigidezza elastica verticale $K_V = 1500 \text{ MN/m}^3$.

Oltre alla presenza di vincoli elasticamente cedevoli in direzione verticale, sono stati inclusi dei vincoli orizzontali per rappresentare l'effetto di contenimento del terreno a monte della spalla. Anche tale vincolo è stato supposto come elastico e modellato con dispositivi elasticamente cedevoli secondo lo schema alla Winkler, adottando come valore della rigidezza elastica orizzontale $K_H = 130 \text{ MN/m}^3$.

Le indagini sperimentali eseguite sui vari elementi strutturali hanno fornito i valori indicati nella tabella 1. Per il modulo elastico si è utilizzata inizialmente la formula $E = 18.000\sqrt{R_{ck}}$ [kg/cm^2], considerando i risultati delle prove sperimentali sui materiali che ci indicavano un $E = 31.590 \text{ MPa}$, ma si è utilizzato prudenzialmente un $R_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$. Sulla base di queste considerazioni e assecondando l'esigenza di ottenere delle risposte dinamiche aderenti si sono adottati dei moduli elastici inferiori come indicato di seguito.

TABELLA 7 –ELEMENTI E CARATTERISTICHE MECCANICHE ADOTTATE

ELEMENTO	MATERIALE	N° ELEMENTI	E [MPa]	ν	p [kN/m^3]
<i>Arcate</i>	<i>Cls</i>	7872	28000	0.20	25,00
<i>Spalle</i>	<i>Cls</i>	4480	28000	0.20	25,00
<i>Pile</i>	<i>Cls</i>	7168	28000	0.20	25,00
<i>Timpani</i>	<i>Cls</i>	3728	28000	0.20	25,00
<i>Massicciata</i>	<i>Pietrisco</i>	11184	600	0.20	18,00

Nell'analisi si sono adottati elementi finiti isoparametrici tridimensionali ad otto nodi (elementi brick) ad interpolazione lineare del campo degli spostamenti.

I dati necessari a caratterizzare il generico elemento finito, oltre alle coordinate dei nodi stessi, sono costituiti dai valori dei parametri associati alle equazioni costitutive, riportati nella tabella soprastante.

I risultati che il programma di calcolo fornisce per ogni elemento sono costituiti dagli spostamenti nodali, dalle forze nodali e dai valori delle componenti di deformazione e tensione nei punti di Gauss e nei nodi dell'elemento. Inoltre, mediante interpolazione di valori calcolati dello stato di tensione nei punti citati, il programma di calcolo fornisce una rappresentazione grafica dello stato di tensione.

5.2 Identificazione dinamica

La metodologia per la valutazione delle frequenze e forme proprie di vibrazione è quella dell'analisi modale. Essa richiede esclusivamente la conoscenza della matrice di rigidità e della matrice di massa del sistema discretizzato. Mentre la matrice di rigidità della struttura è determinata attraverso il procedimento d'assemblaggio dei contributi di ciascun elemento, la matrice di massa è determinata assemblando le matrici di massa consistenti relative a ciascun elemento finito. Il procedimento è implementato nel solutore STRAUS 7, versione STRAND 2.2.5.

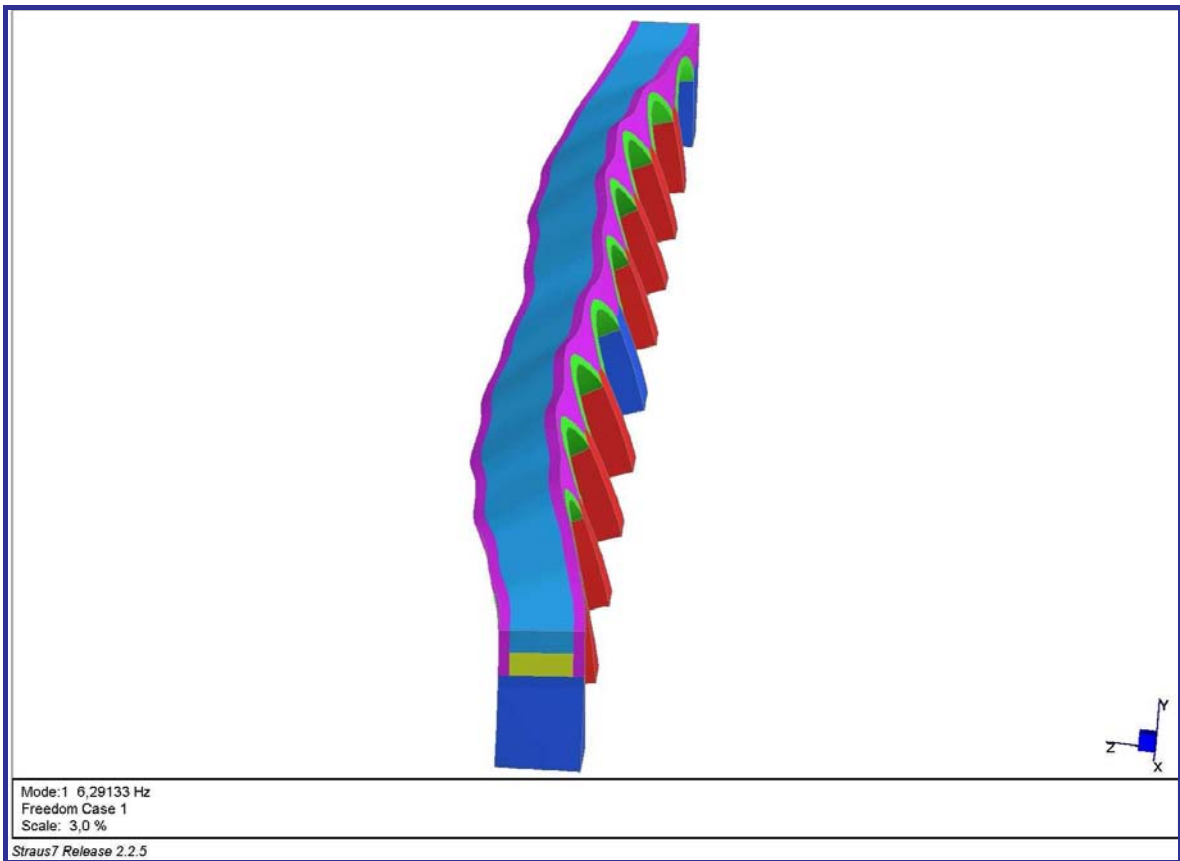
Il solutore per l'analisi modale implementato su STRAUS 7, versione STRAND 2.2.5, consiste in una procedura iterativa nel sottospazio degli autovettori, che consente di ottenere un numero ridotto di autosoluzioni, con frequenza contenuta entro un dominio prefissato; il procedimento iterativo opera considerando successive approssimazioni delle forme e delle frequenze proprie. Tale procedura è stata applicata nella presente analisi ricercando le frequenze nel dominio dei valori sperimentali.

Ciascuna forma propria di vibrazione è rappresentata come una configurazione deformata del ponte, definita amplificando il generico autovettore normalizzato mediante una costante da precisare. In particolare, il codice di calcolo fornisce rappresentazioni globali o parziali delle forme proprie attraverso viste assonometriche o proiezioni.

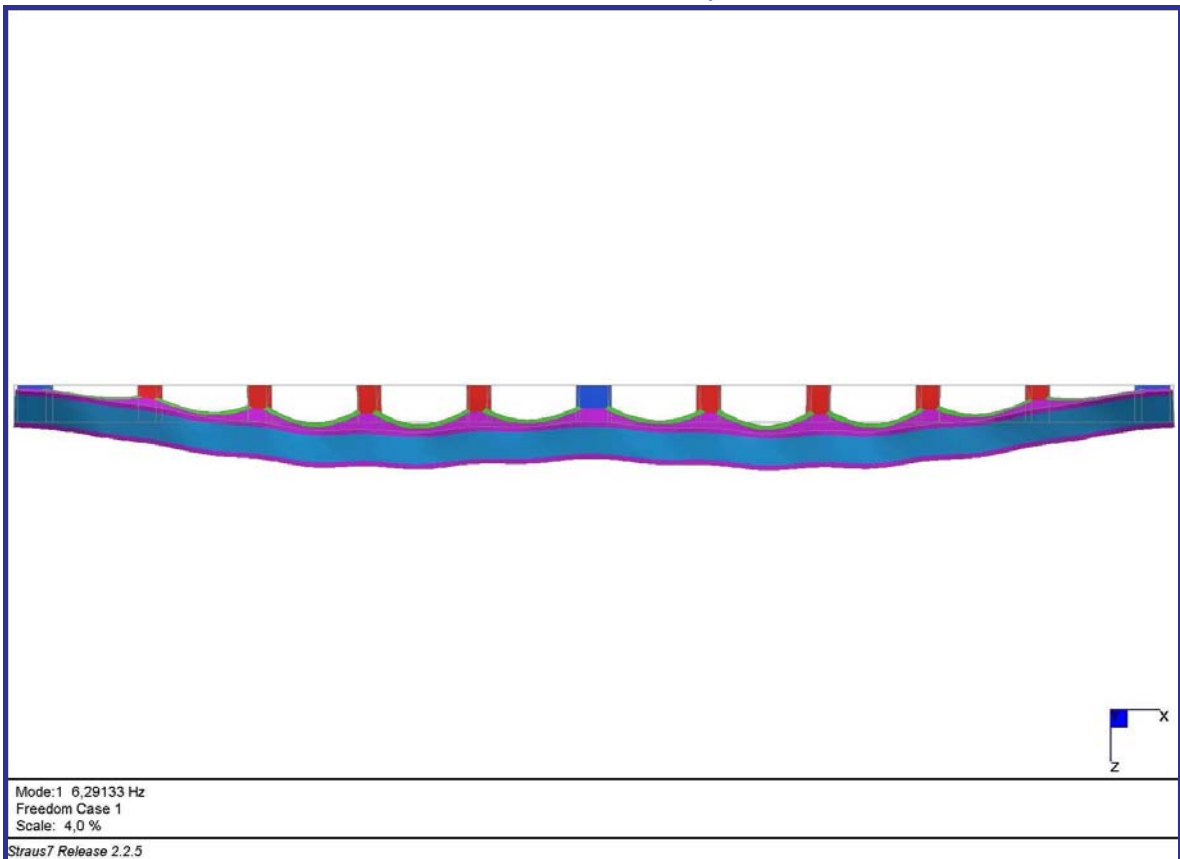
Nella tabella sono riportati i valori teorici delle frequenze proprie ottenute dal modello calibrato.

TABELLA 8 –FREQUENZE TEORICHE

1° MODO (Hz)	2° MODO (Hz)	3° MODO (Hz)
6,3	6,4	6,7

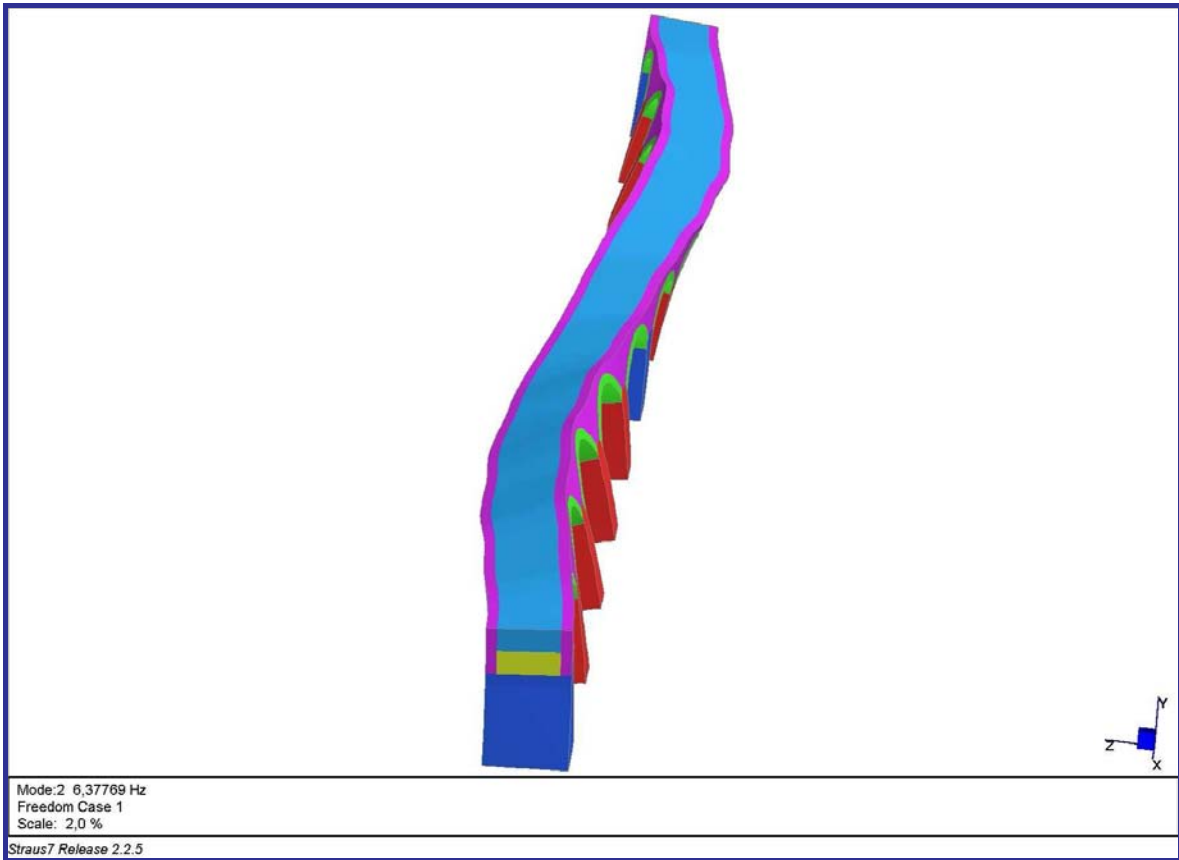


Vista assonometrica del I modo di vibrare, $f_1= 6,3$ Hz - Trasversale

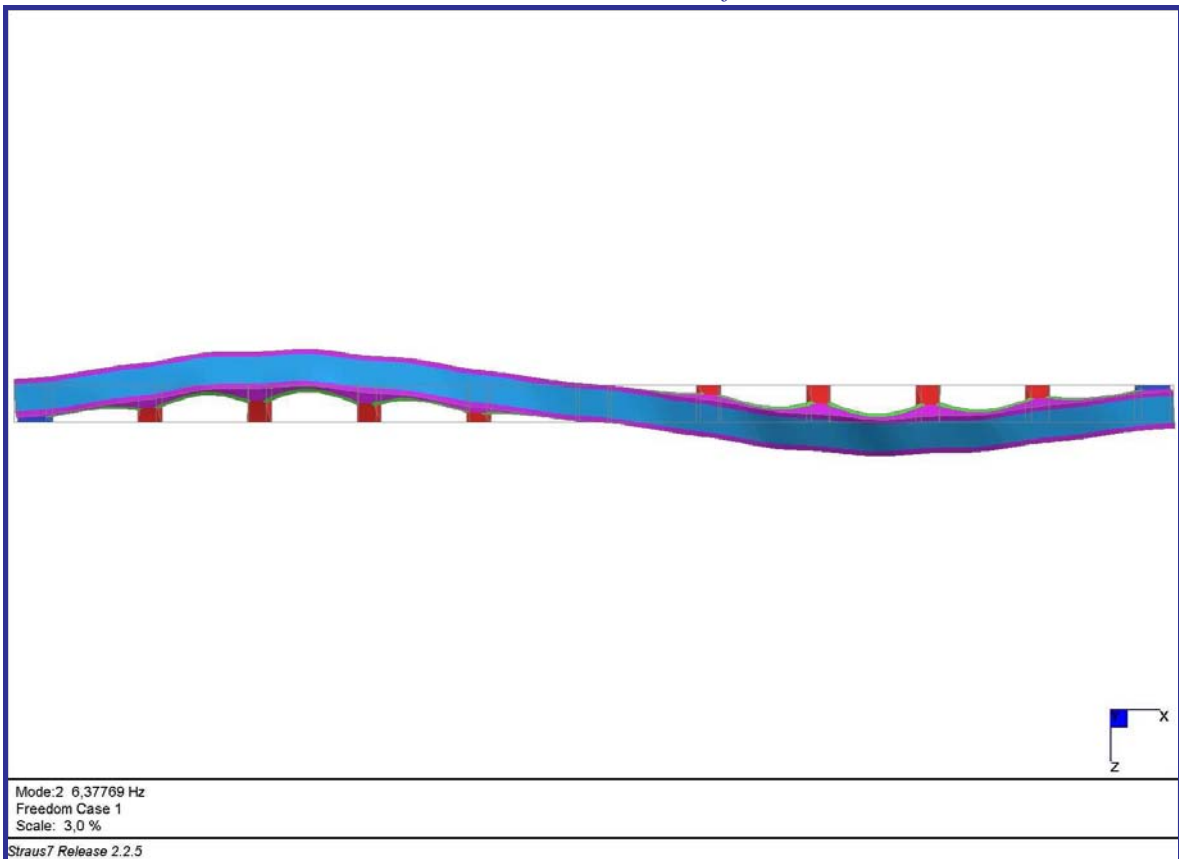


Vista planimetrica del I modo, $f_1= 6,3$ Hz. con sovrapposizione della configurazione

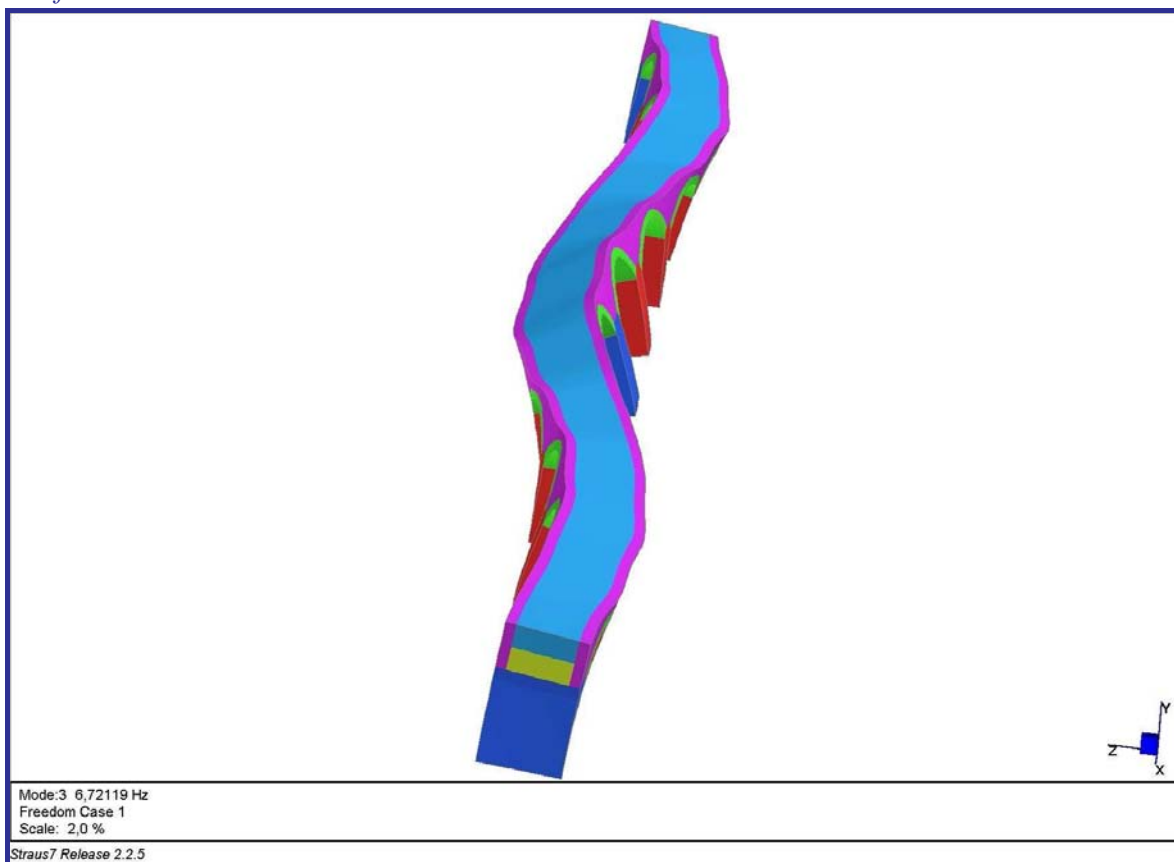
indeformata



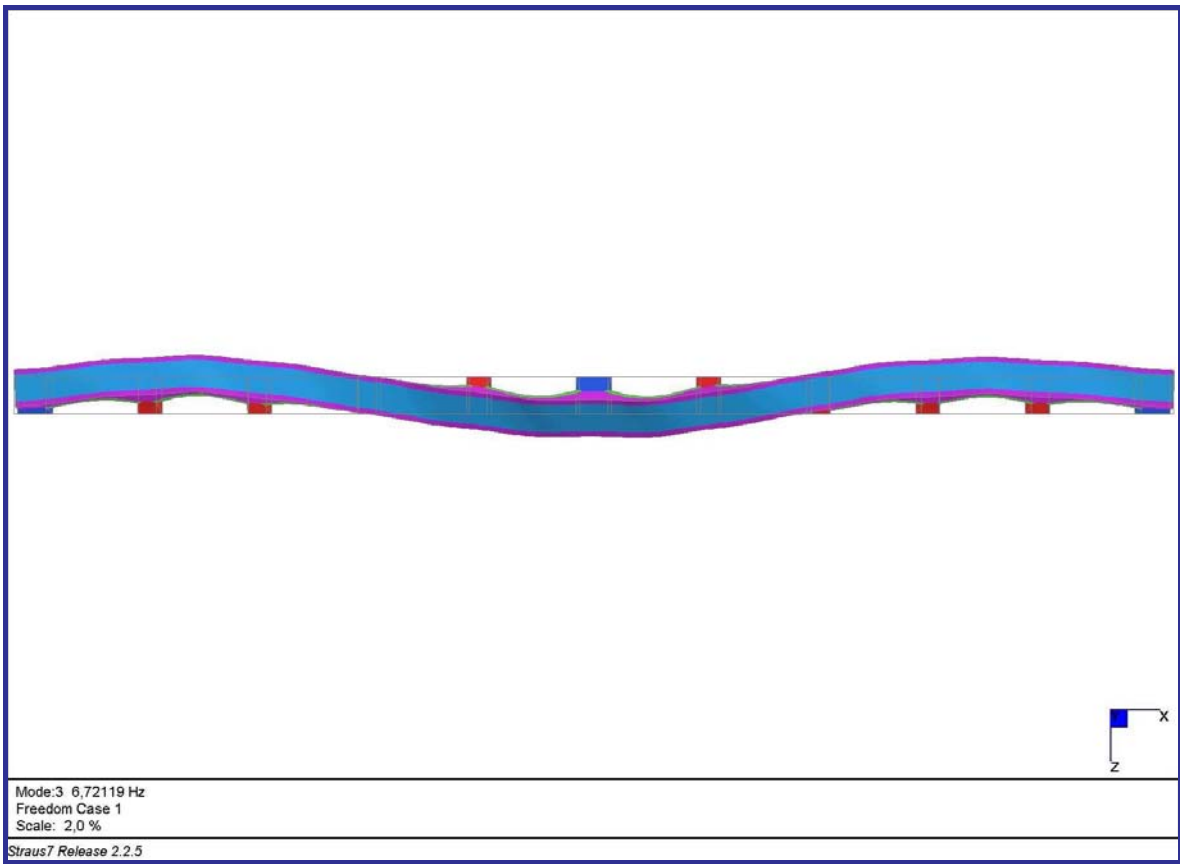
Vista assometrica del II modo di vibrare, $f_2 = 6,4$ Hz - Trasversale



Vista planimetrica del II modo, $f_2= 6,4$ Hz. con sovrapposizione della configurazione indeformata



Vista assonometrica del III modo di vibrare, $f_3= 6,7$ Hz - Trasversale

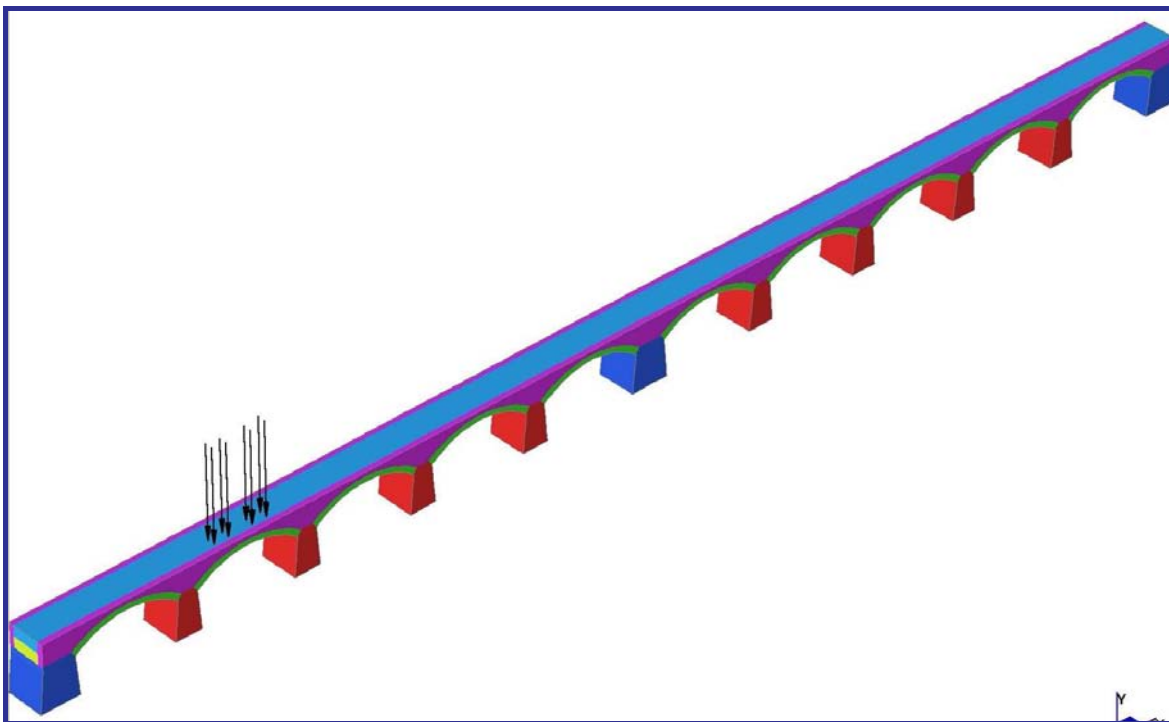


Vista planimetrica del III modo $f_3= 6,7$ Hz con sovrapposizione della configurazione indeformata

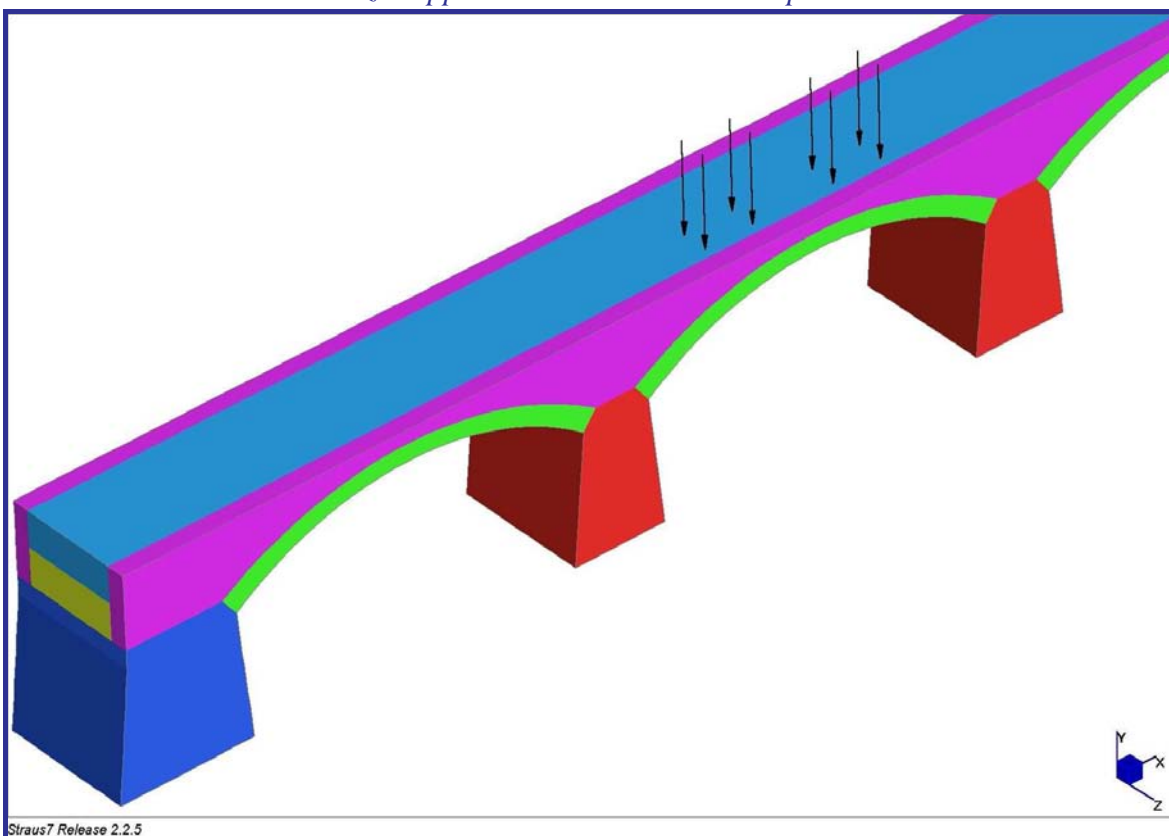
5.3 Analisi dello stato di deformazione dovuto ai carichi di prova

Per l'analisi modale si è preso come riferimento la II campata sud.

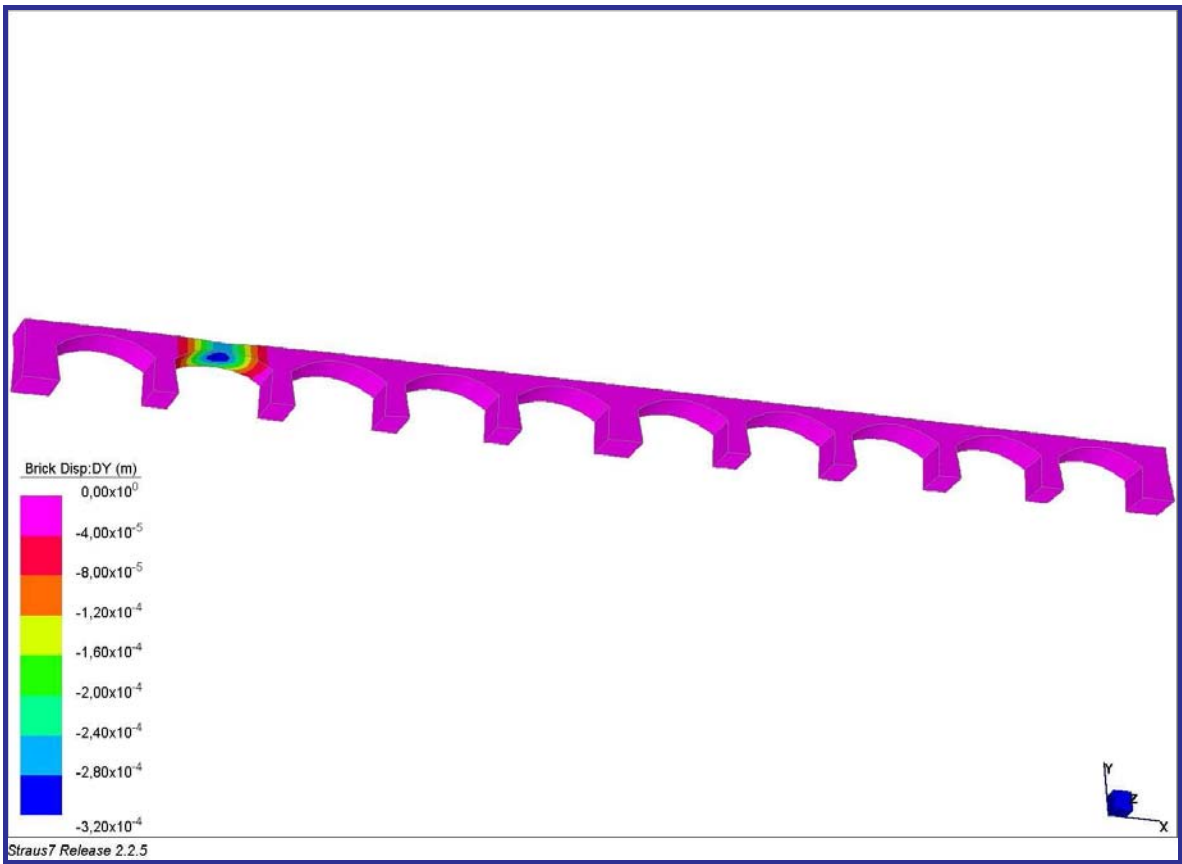
Di seguito sono riportate le condizioni di carico di prova ed i rispettivi abbassamenti della struttura.



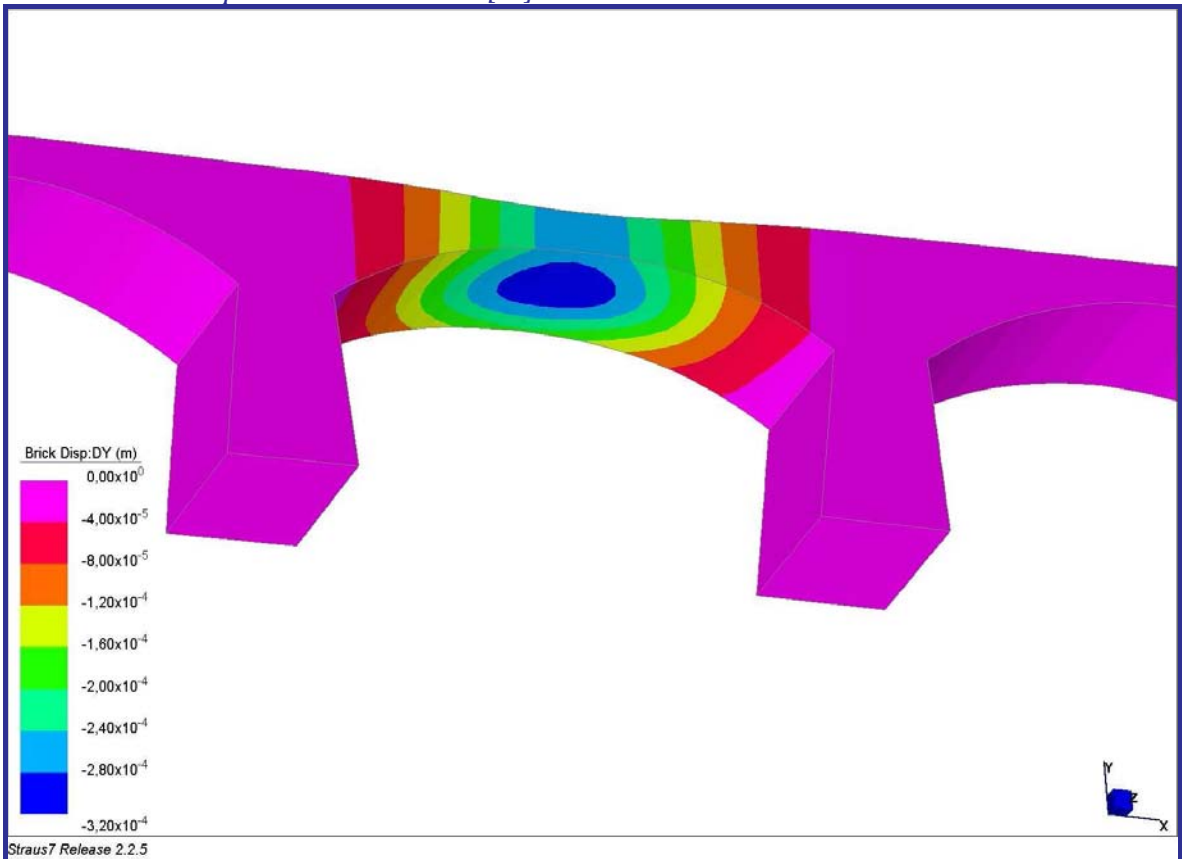
Forze rappresentative dei carichi di prova



Forze rappresentative dei carichi di prova: particolare



Spostamenti verticali [m]:vista assometrica dal basso



Spostamenti verticali [m]:particolare II campata sud

Gli stati deformativi dovuti ai carichi di prova sono elencati nella tabella seguente, con l'indicazione dei valori ottenuti sui sensori posti in mezzeria della II campata sud.

Le deformazioni determinate sulle strutture del ponte sono incrementate del coefficiente dinamico ϕ per tenere conto della natura dinamica del transito del locomotore ($\phi = 1,05$).

TABELLA 9 – FRECCE TEORICHE

<i>Posizioni</i> II CAMPATA SUD			
CARICO	4 [mm]	5 [mm]	6 [mm]
<i>C_I</i>	0,18	0,24	0,29

5.4 Analisi dello stato di sollecitazione dovuto ai carichi di esercizio

Una volta identificati i parametri meccanici dei materiali attraverso la simulazione delle caratteristiche modali e quindi definito un modello agli elementi finiti affidabile, si è proceduto ad analizzare la risposta statica del ponte alle azioni permanenti, indotte dai convogli ed all'azione del vento.

La valutazione delle azioni è stata effettuata con riferimento sia ai pesi propri stimati, anche in relazione alle indagini effettuate, sia alle azioni prescritte nel documento Ferrovie dello Stato, 13 gennaio 1997: *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo* (Testo aggiornato della istruzione n° 1/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995, alla luce della Norma Europea ENV 1991-3).

Nel seguito sono precisate le modalità con cui sono state valutate le azioni insieme con la loro modellazione nell'ambito della schematizzazione agli elementi finiti e sono riportate le condizioni di carico utilizzate nell'analisi del ponte.

5.4.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti considerate nell'analisi sono costituite dalle forze di gravità associate al peso dei materiali.

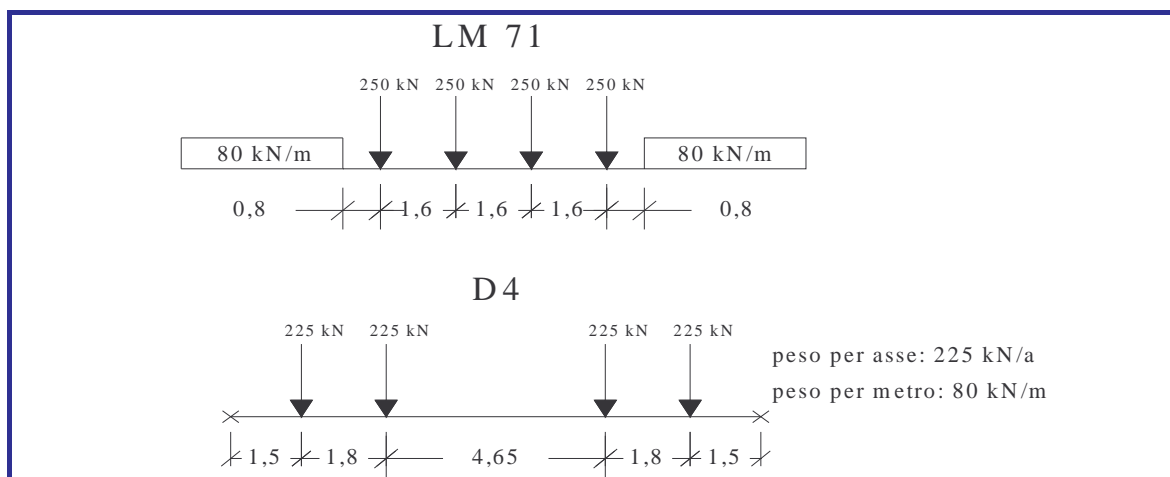
5.4.2 Azioni dovute ai convogli

Per le azioni dovute al passaggio dei convogli ferroviari, si è fatto riferimento al documento redatto dalle Ferrovie dello Stato, datato 13 gennaio 1997, intitolato: *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo* (Testo aggiornato della istruzione n° 1/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995, alla luce della Norma Europea ENV 1991-3).

Carichi verticali

Per i carichi verticali si è considerato il treno di carico LM71, che schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale. Tale treno di carico viene posizionato su entrambi i binari.

Esso è costituito da un locomotore di peso **1000 kN**, distribuito su 6,4 m, pari a **156,25 kN/m**, e da vagoni su entrambi i lati del peso equivalente di **80 kN/m**, corrispondente al treno di carico denominato D4.



Per tenere conto degli effetti dinamici connessi al passaggio dei convogli, si è utilizzata la formula di normativa, che fornisce il coefficiente di amplificazione dinamica in base allo standard manutentivo della linea.

I carichi dovuti al convoglio vengono moltiplicati per il seguente coefficiente dinamico (per linea con elevato standard manutentivo):

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi - 0,2}} + 0,82$$

dove:

$L\phi$ = lunghezza caratteristica [m]

Per i ponti ad arco la lunghezza caratteristica $L\phi$ è pari a due volte la luce libera.

Nel ponte in oggetto il coefficiente assume il valore di $\phi = 1,05$

Azioni orizzontali: forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata una forza centrifuga verso l'esterno agente su tutta l'estensione, in direzione orizzontale.

Per valutare l'entità di tale forza si è fatto riferimento ad una velocità $V=130$ km/h. Il valore caratteristico della forza centrifuga distribuita q_{tk} (kN/m) è dato da:

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 R} q_{vk}$$

dove $q_{vk}=80$ kN/m è il carico verticale distribuito rappresentativo del treno D4 e R è il raggio di curvatura del tracciato.

Nel ponte in oggetto il raggio di curvatura è pari a 1.570 m e q_{tk} risulta pari a 7 kN/m

La forza centrifuga sarà combinata con i carichi verticali e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

Considerate le caratteristiche del modello ad elementi finiti tale forza viene applicata attraverso forze nodali equivalenti all'estradosso del ponte nell'allineamento di nodi del binario esterno.

Azioni orizzontali: serpeggio

L'azione laterale indotta dal serpeggio è una forza orizzontale concentrata, perpendicolare all'asse del binario e di entità pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale forza viene applicata in un nodo all'estradosso.

Azioni orizzontali: avviamento e frenatura

Le forze orizzontali di frenatura e avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale, con i seguenti valori caratteristici per il modello di carico LM 71:

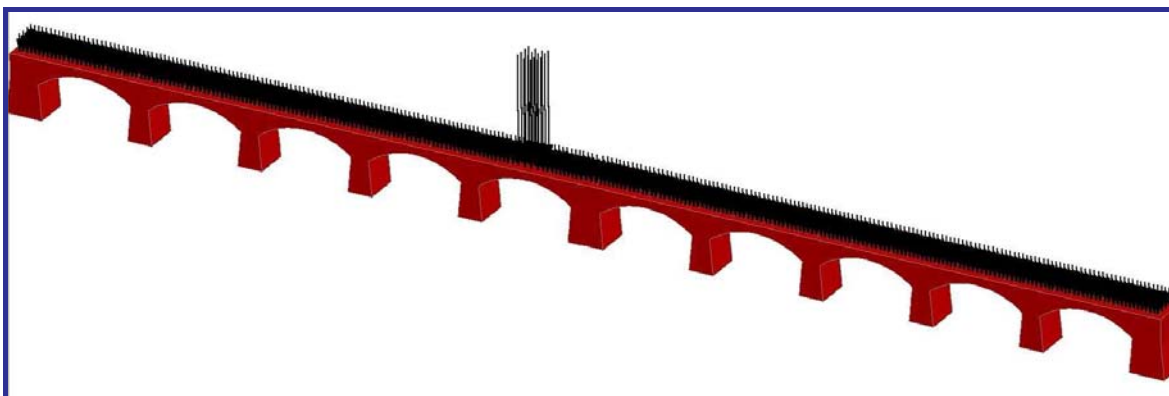
- avviamento: $Q_{la,k} = 33 L \leq 1000$ kN
- frenatura: $Q_{lb,k} = 20 L \leq 6000$ kN

Tale forza deve essere ripartita uniformemente su tutta la lunghezza del ponte; essa è stata inserita tramite forze concentrate nei nodi posizionati in corrispondenza dei binari.

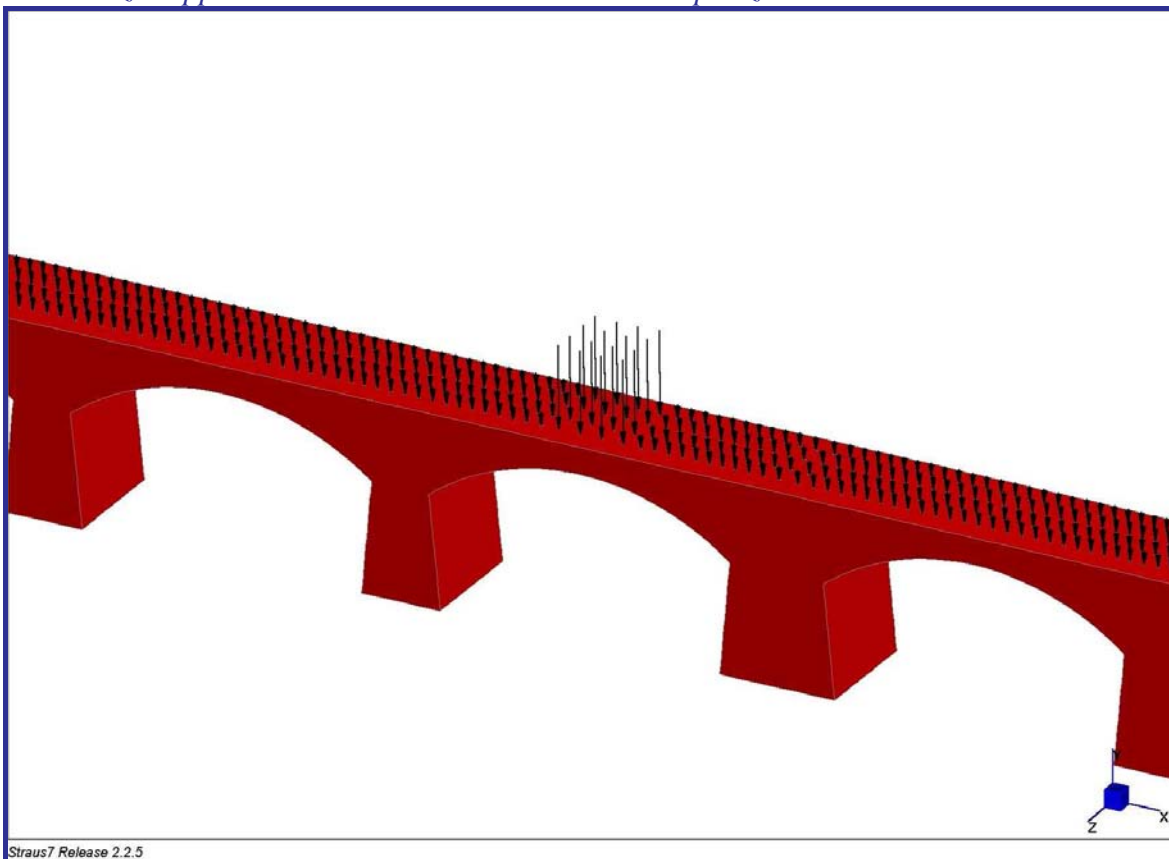
Nei ponti a doppio binario si considerano due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

5.4.3 Azioni climatiche: vento

L'azione del vento verrà assunta convenzionalmente come una pressione statica con valore caratteristico $W_k=2.5 \text{ kN/m}^2$. Tale pressione agirà sulla superficie esposta della struttura.



Forze rappresentative del treno di carico LM71 posizionato su entrambi i binari



Forze rappresentative del treno di carico LM71 posizionato su entrambi i binari- Particolare

5.5 Condizioni di carico elementari

Alla luce di quanto esposto nei paragrafi precedenti vengono considerate le condizioni di carico elementari elencate in tabella 10, oltre al carico 1, rappresentativo dei pesi propri.

TABELLA 10 –AZIONI INDOTTE DAI CONVOGLI E DAL VENTO

CARICO	AZIONE	DESCRIZIONE
2	LM 71 (treno completo) <i>posizionato su entrambi i binari</i>	1000 kN in mezzeria della campata e 80 kN/m uniformemente distribuiti
3	Centrifuga	7 kN/m radiali
4	Serpeggio	100 kN ortogonali al binario
5	Frenatura	forza longitudinale distribuita: 20×L (kN) su 1° binario
6	Avviamento	forza longitudinale distribuita: 33×L (kN) su 2° binario
7	Vento	pressione sul fronte esposto: 2,5 kN/m ²

5.6 Combinazione delle condizioni di carico

Nel caso di verifiche alle tensioni ammissibili le azioni indotte dal traffico ferroviario, verticali ed orizzontali, vengono combinate alle azioni permanenti dovute ai pesi propri.

In conclusione le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

- **combinazione di carico C₁**: carichi permanenti + 2 treni di carico LM71 + azioni orizzontali;
- **combinazione di carico C₂**: carichi permanenti + treno di carico LM71 + TEP più gravoso + azioni orizzontali;
- **combinazione di carico C₃**: carichi permanenti + TEP più gravoso + azioni orizzontali e ricerca del carico limite.

5.7 Combinazione di carico C₁: sollecitazioni dovute da 2 treni di carico LM71

Con riferimento alle già citate istruzioni emanate dalle Ferrovie dello Stato (n° 1/SC/PS-OM/2298 del 2.6.95), le azioni indotte dal traffico ferroviario, verticali ed orizzontali, vengono combinate secondo 6 distinti gruppi di carico (tabella 1.7.2.3 delle suddette norme); di questi solo uno è significativo nel caso in esame ed è riassunto nella tabella 11.

TABELLA 11 - COEFFICIENTI DI VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO

TIPO	VERTICALE	ORIZZONTALE			COMMENTO
<i>Gruppo di carico</i>	<i>Treno LM71 (cond. 2) (*)</i>	<i>Centrifuga (cond. 3)</i>	<i>Serpeggio (cond. 4)</i>	<i>Frenatura e avv. (cond. 5-6)</i>	massima azione laterale e verticale
GC1	1	1		0,5	

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

Nel caso di verifica alle tensioni ammissibili questo gruppo di carico deve essere combinato alle azioni permanenti, dovute ai pesi propri, ed all'azione del vento. In conclusione la combinazione di carico da considerare viene riportata nella tabella 12.

TABELLA 12 - COMBINAZIONE DI CARICO

COMBINAZIONE	AZIONE		
	<i>Permanenti</i>	<i>Convogli</i>	<i>Vento</i>
C ₁	1	GC1	0,6

Per la combinazione di carico C₁, sopra definita, sono riportate delle rappresentazioni grafiche tridimensionali della deformata del ponte, amplificata opportunamente per evidenziarne le caratteristiche di risposta. Sul contorno della generica configurazione deformata sono riportati, per campiture, i domini di livello di componenti significative di tensione.

A completamento di tali informazioni, sono forniti per tali componenti di tensione le indicazioni dei punti dove vengono raggiunti i massimi valori.

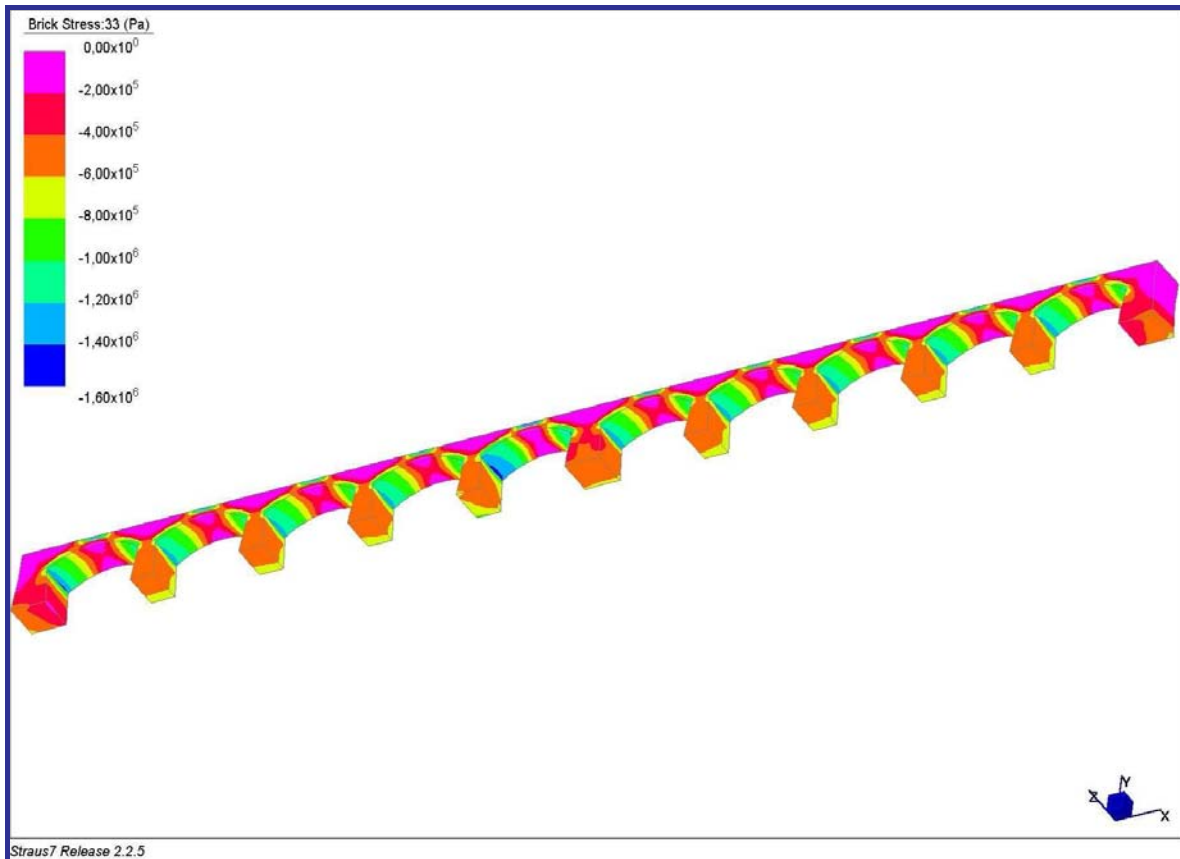
Le tabelle seguenti riportano i valori massimi e minimi di tensione indotti dalla combinazione di carico per i punti più significativi della struttura.

TABELLA 13- STATI TENSIONALI CON CARICHI DI ESERCIZIO (MPa)

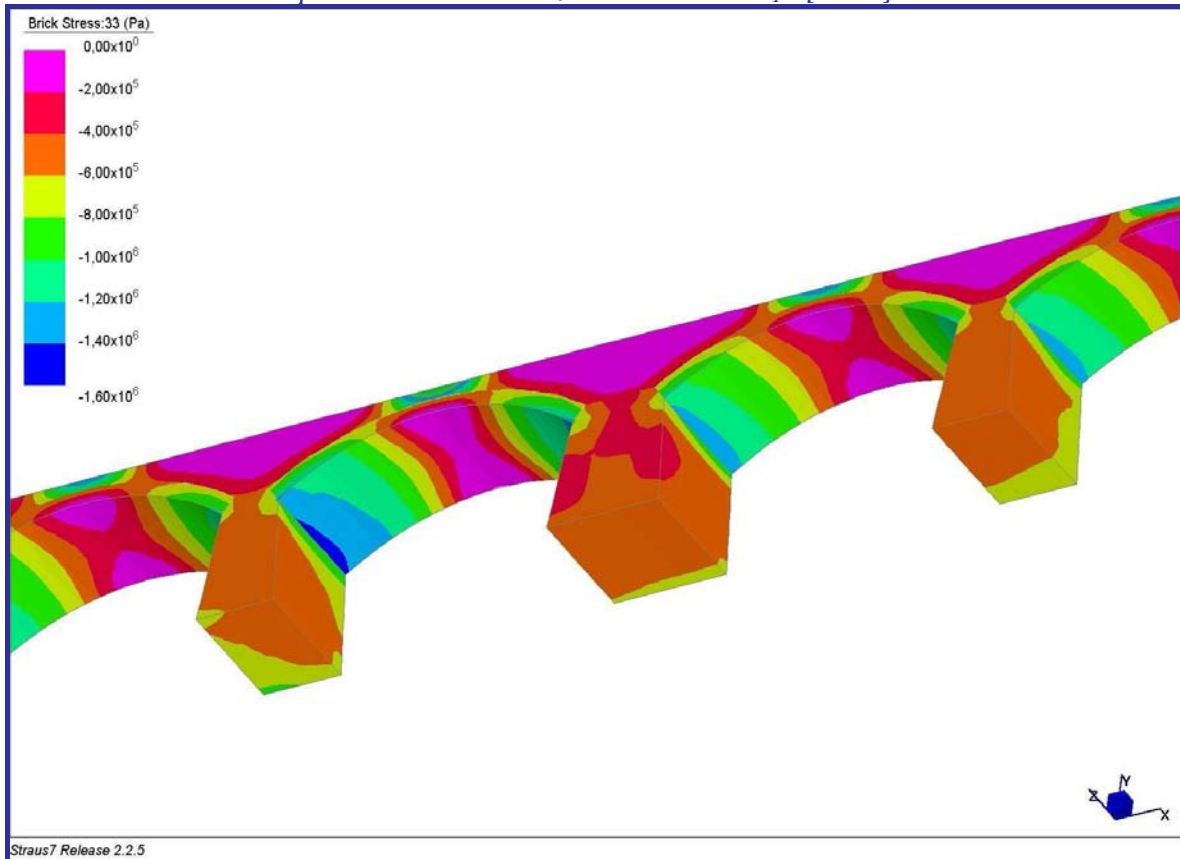
Combinaz. di Carico	COMPRESSIONE		TRAZIONE	Descrizione
	<i>Imposta arco</i>	<i>Base pile</i>	<i>Arco in chiave</i>	
C ₁	-1,53	-0,93	0,53	Carichi permanenti + 2 treni di carico LM71(*) + azioni orizzontali

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

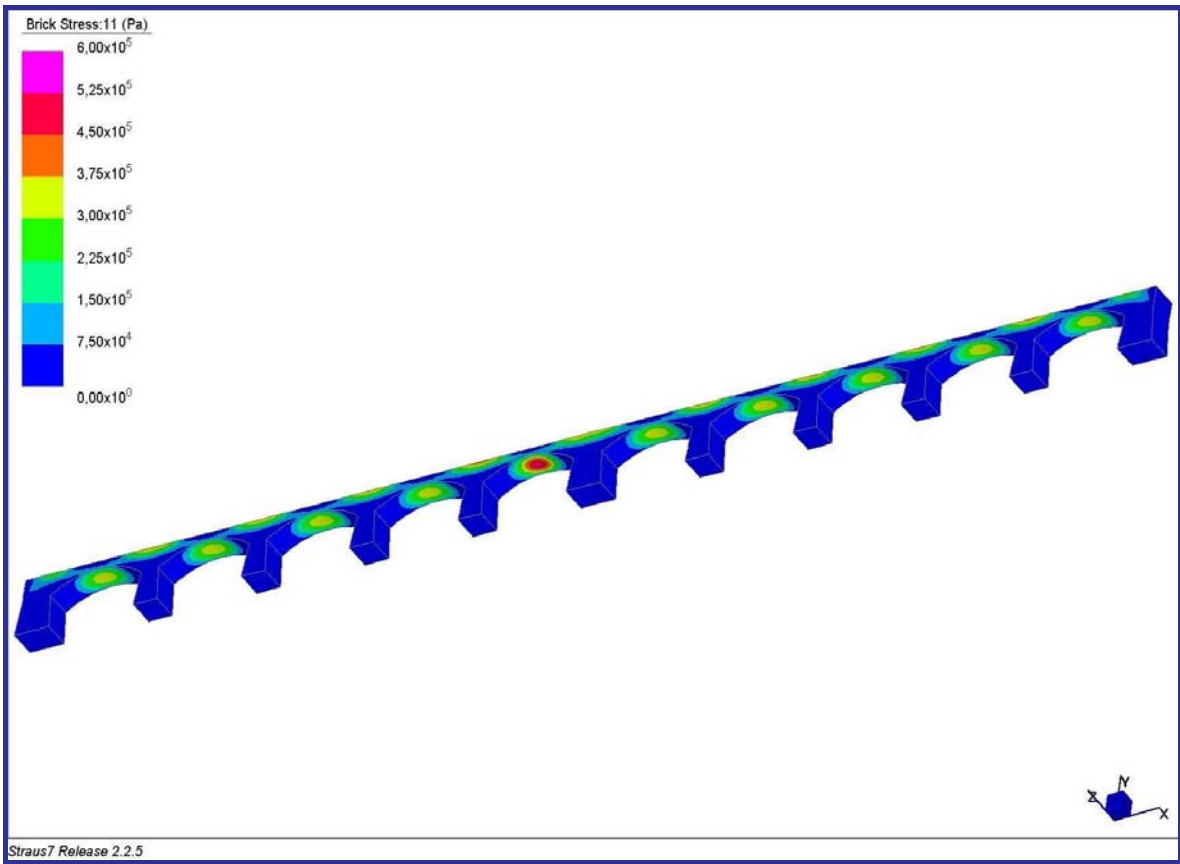
Le figure seguenti mostrano i risultati in termini di massima e minima tensione principale (massima trazione e massima compressione).



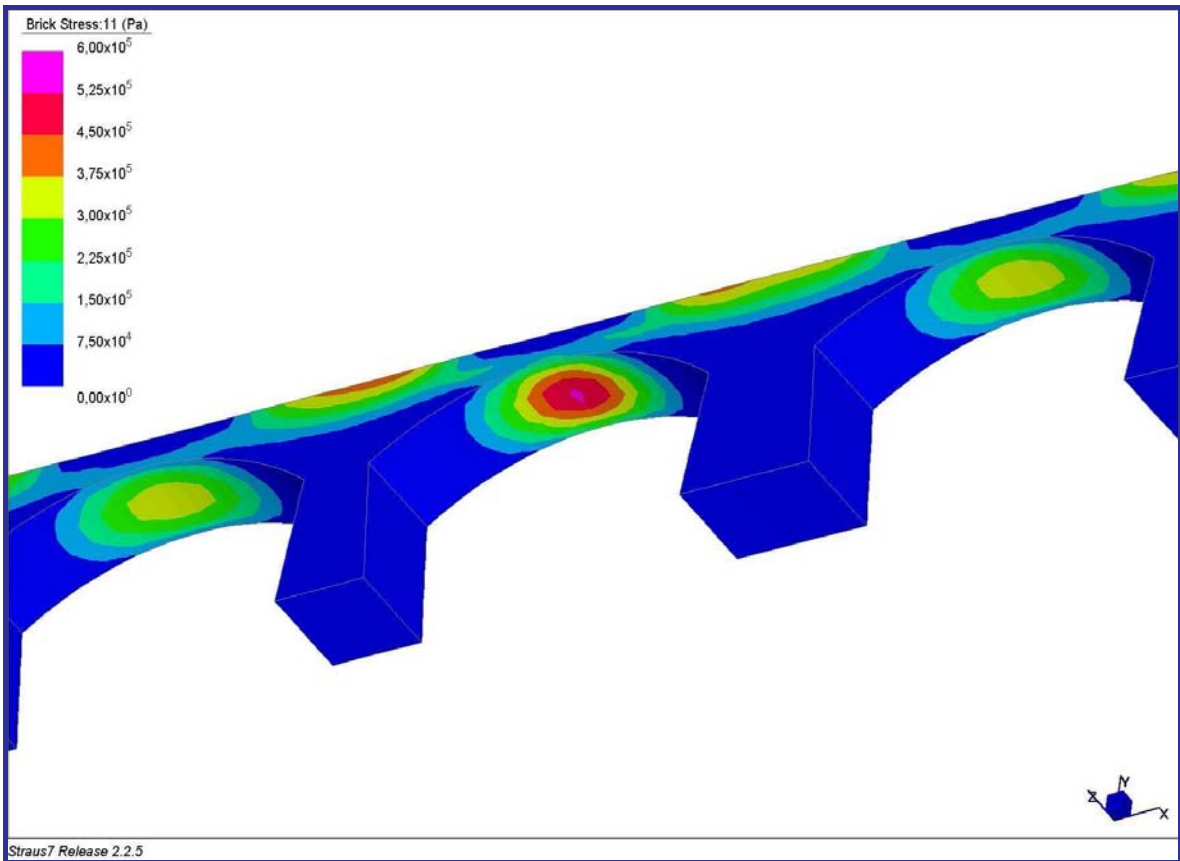
Tensioni di compressione: combinazione di carico C_1 [N/m²] – Vista dal basso



Tensioni di compressione: combinazione di carico C_1 [N/m²] – Particolare



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_1 [N/m²] – Vista dal basso



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_1 [N/m²] – Particolare

5.8 Combinazione di carico C₂: analisi dello stato di sollecitazione dovuto al treno di carico LM71 ed ai carichi eccezionali

Si procede ad analizzare le tensioni prodotte, nel modello numerico calibrato, dalla combinazione di carico che prevede la presenza contemporanea su due binari del treno di carico LM71 e dei carichi eccezionali, oltre ai carichi permanenti, alle azioni orizzontali derivanti dal serpeggio, frenatura ed avviamento ed all'azione del vento.

L'analisi dei carichi eccezionali sul modello agli elementi finiti ha individuato quale convoglio più gravoso quello contraddistinto dalla sigla **TES 150/05** che prevede un carico per metro lineare di **73,4 kN/m** su vagoni a **16 assi** con peso per asse pari a **172,5 kN/a**.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli (LM71 e TES 150/05) vanno combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TABELLA 14 - COEFFICIENTI DI VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO

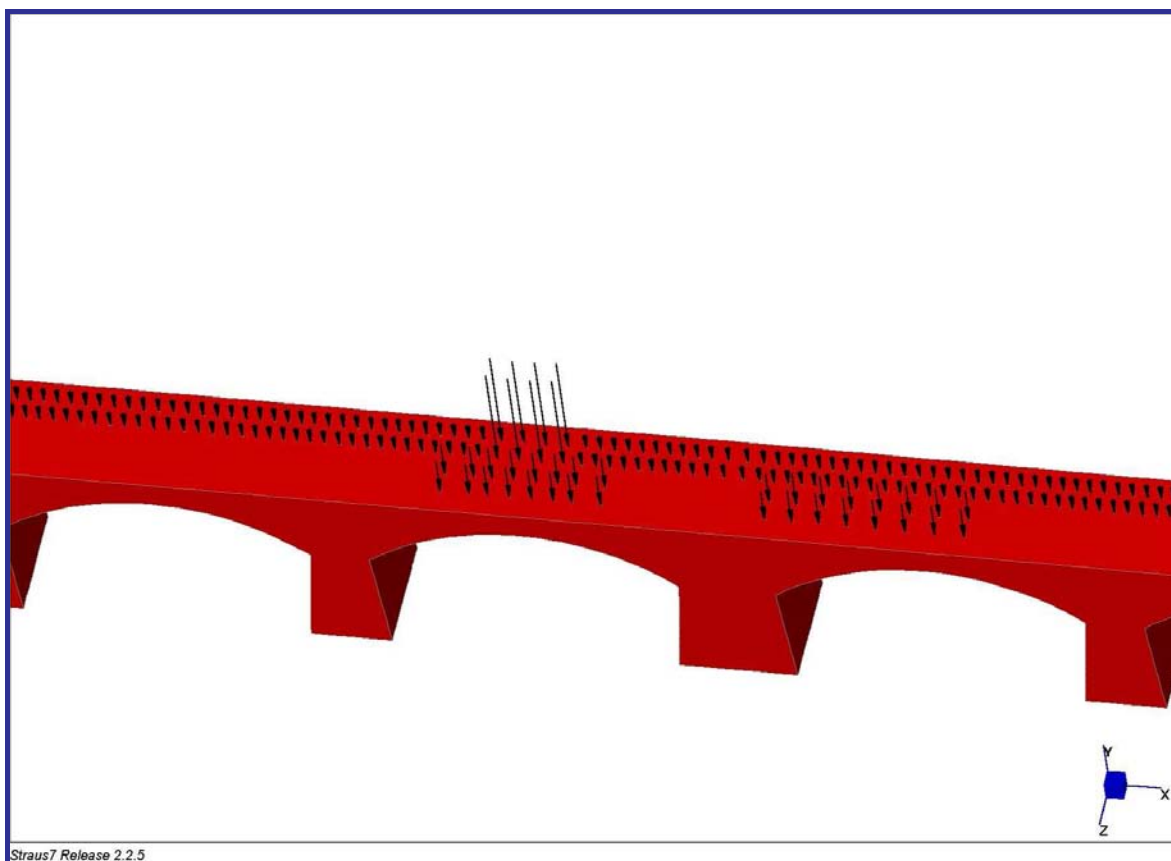
TIPO	VERTICALE		ORIZZONTALE			COMMENTO
	<i>LM71(*) posizionato sul 1° binario</i>	<i>TES 150/05(*) posizionato sul 2° binario</i>	<i>Centrifuga</i>	<i>Serpeggio</i>	<i>Frenatura e avviamento</i>	
GC2	1	1	1	1	0,5	massima azione laterale e verticale

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

La combinazione di carico da considerare viene riportata nella tabella 15.

TABELLA 15 - COMBINAZIONE DI CARICO

COMBINAZIONE	AZIONE		
	<i>Permanenti</i>	<i>Convogli</i>	<i>Vento</i>
C ₂	1	GC2	0,6



Forze rappresentative del treno di carico LM71 e del carro TES 150/05

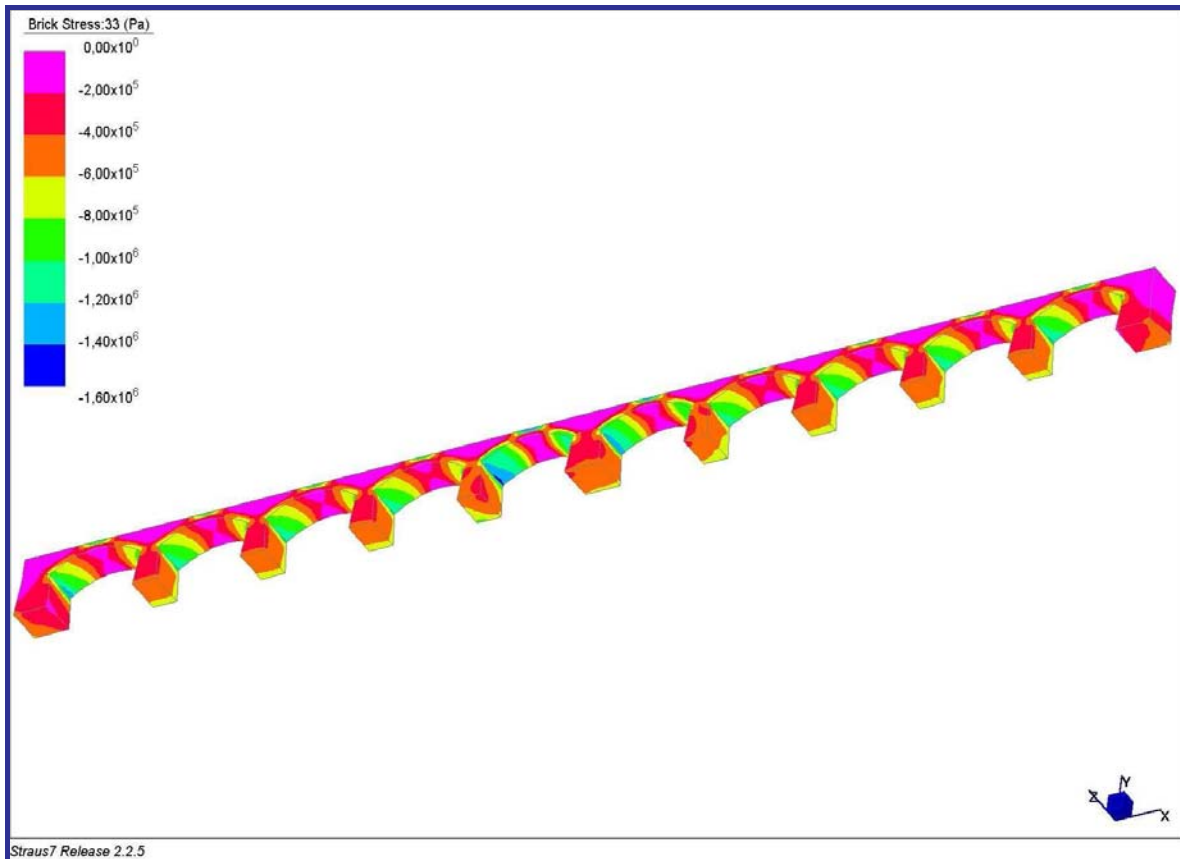
Le tabelle seguenti riportano i valori massimi e minimi di tensione indotti dalla combinazione di carico per i punti più significativi della struttura.

TABELLA 16- STATI TENSIONALI CON CARICHI DI ESERCIZIO (MPa)

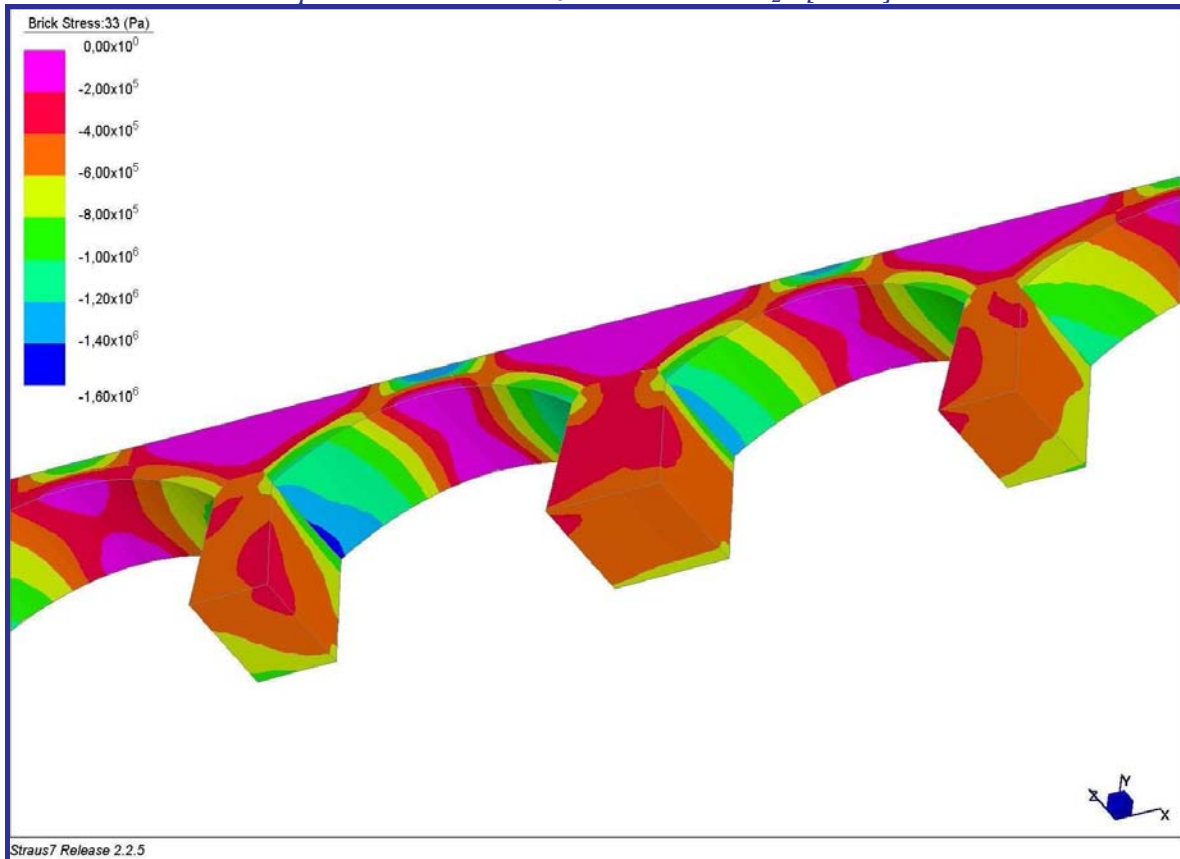
Combinaz. di Carico	COMPRESSIONE		TRAZIONE	Descrizione
	<i>Imposta arco</i>	<i>Base pile</i>	<i>Arco in chiave</i>	
C ₂	-1,50	-0,91	0,51	Carichi permanenti + treno di carico LM71(*)+ TES 150/05(*) + azioni orizzontali

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

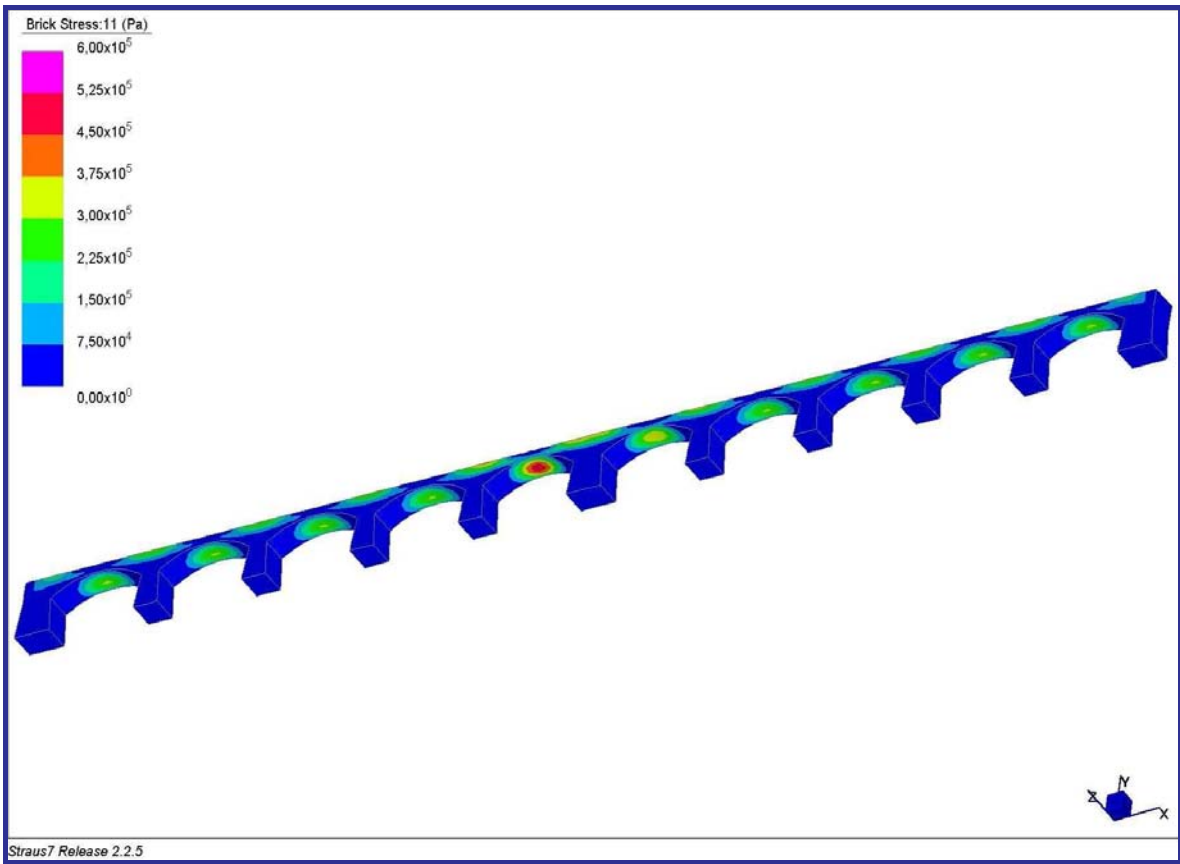
Le figure seguenti mostrano i risultati per la suddetta combinazione di carico in termini di massima e minima tensione principale.



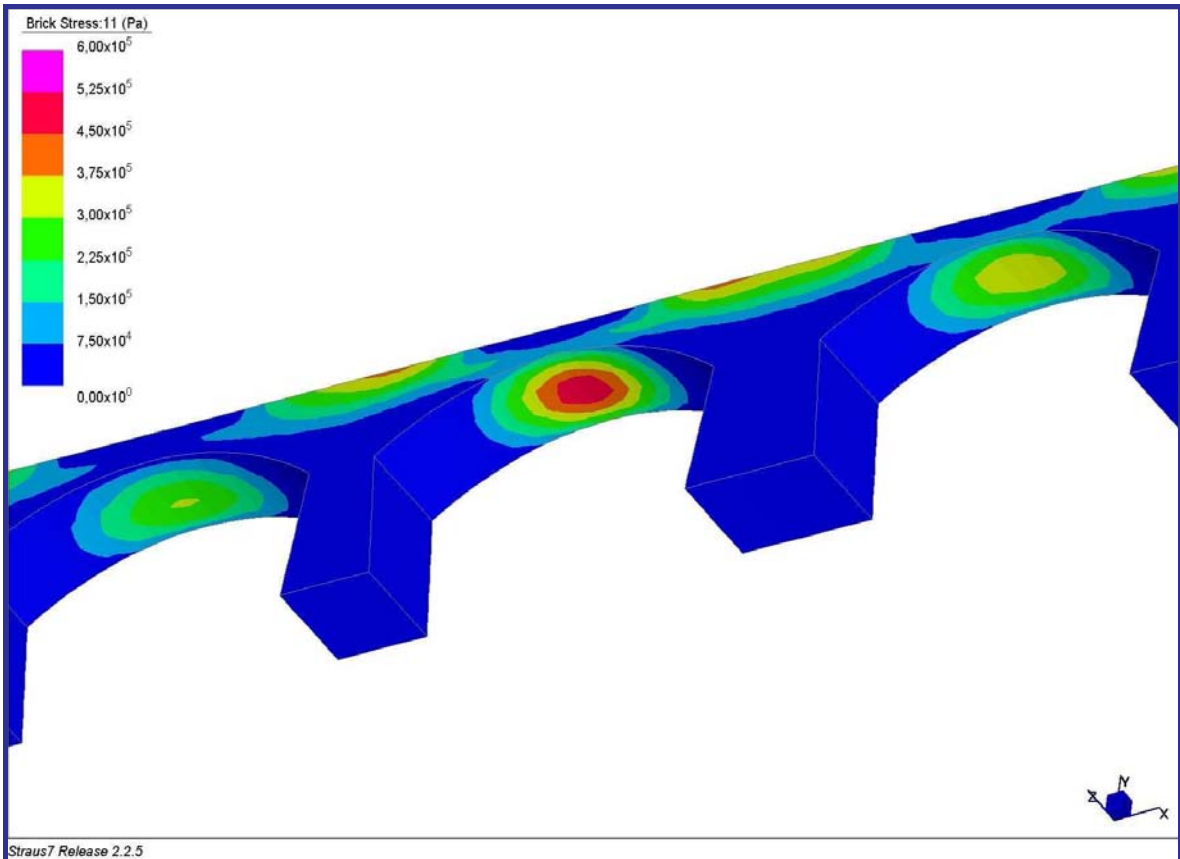
Tensioni di compressione: combinazione di carico C_2 [N/m^2] – Vista dal basso



Tensioni di compressione: combinazione di carico C_2 [N/m^2] – Particolare



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_2 [N/m²] – Vista dal basso



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_2 [N/m²] – Particolare

5.9 Combinazione di carico C₃: analisi del carico limite che induca le massime sollecitazioni

I valori delle tensioni del paragrafo precedente sono tutte al di sotto di quelle limite dovute ai due treni di carico LM71, e quindi l'analisi successiva prevede di valutare la condizione limitativa del passaggio del solo carico eccezionale con l'altro binario libero, andando a ricercare il carico massimo transitabile, che provoca le tensioni limite risultanti con la combinazione di carico C₁ (LM71 su entrambi i binari).

A seguito di una serie di analisi è stato individuato quale convoglio massimo transitabile quello che prevede un carico per metro lineare di **128,0 kN/m**.

TEP massimo: peso per metro lineare = **128,0 kN/m**

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza del TEP posizionato sul 1° binario vanno combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, dando come risultato le tensioni riportate in tabella 17.

TABELLA 17 - COEFFICIENTI DI VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO

TIPO	VERTICALE	ORIZZONTALE			COMMENTO
<i>Gruppo di carico</i>	<i>TEP massimo (*) posizionato sul 1° binario</i>	<i>Centrifuga</i>	<i>Serpeggio</i>	<i>Frenatura e avviamento</i>	massima azione laterale e verticale
GC3	1	1	1	0,5	

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

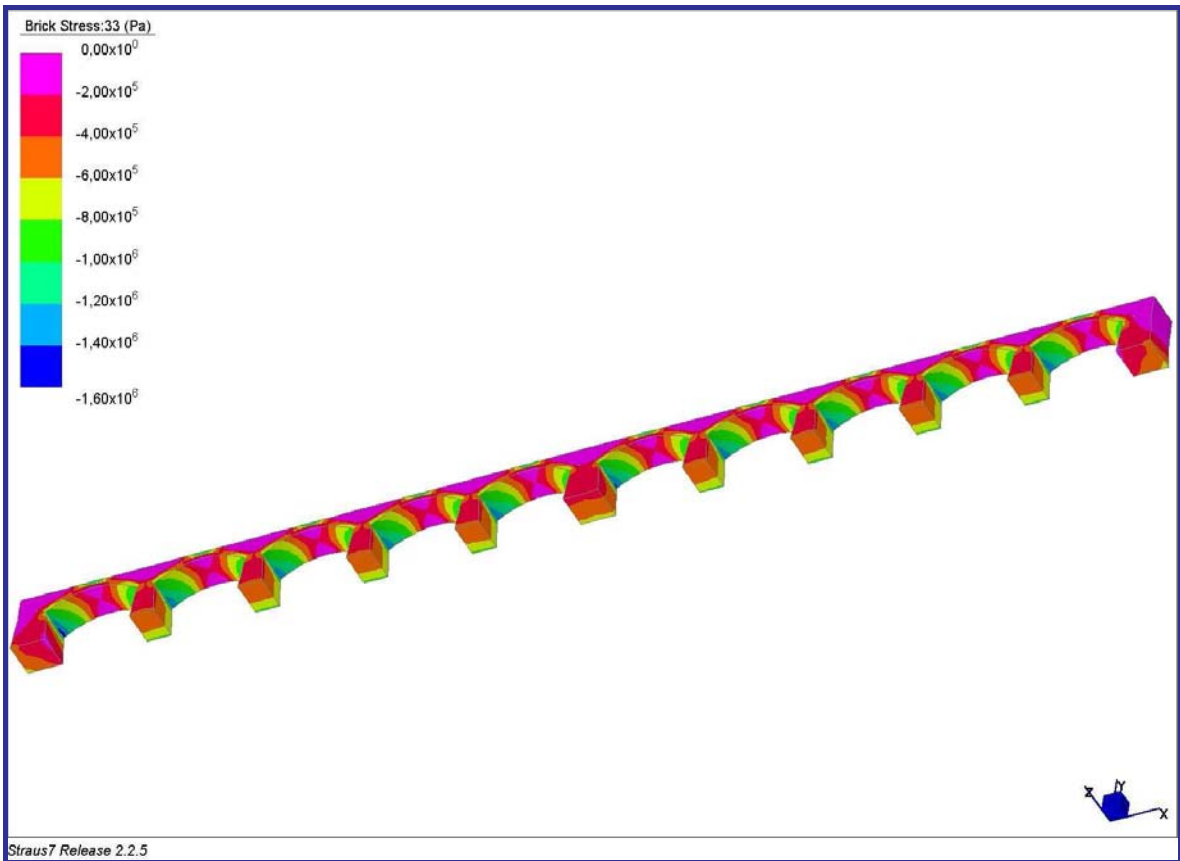
TABELLA 18 - COMBINAZIONE DI CARICO

COMBINAZIONE	AZIONE		
	<i>Permanenti</i>	<i>Convogli</i>	<i>Vento</i>
C ₃	1	GC3	0,6

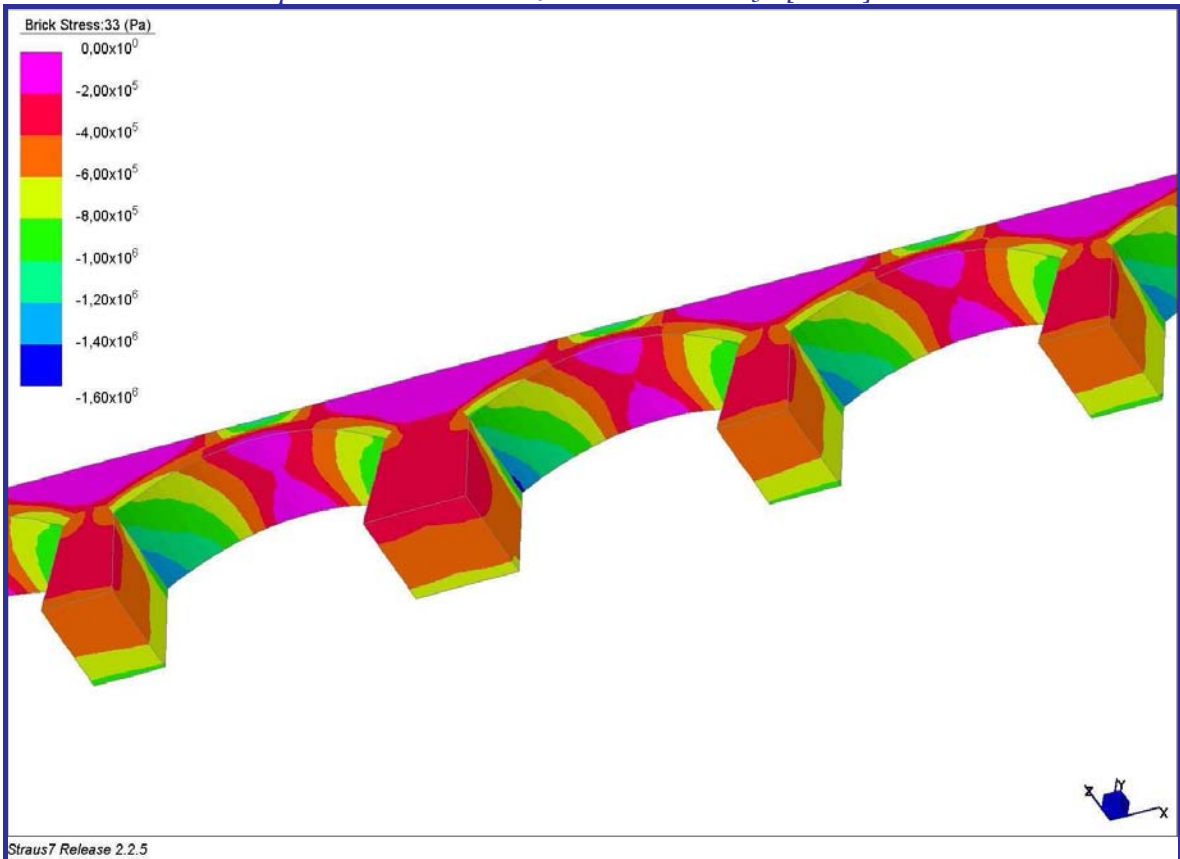
TABELLA 19 - STATI TENSIONALI CON CARICHI DI ESERCIZIO (MPa)

Combinaz. di Carico	COMPRESSIONE		TRAZIONE	Descrizione
	<i>Imposta arco</i>	<i>Base pile</i>	<i>Arco in chiave</i>	
C ₃	-1,50	-0,86	0,45	Carichi permanenti + TEP (su 1° binario) + azioni orizzontali

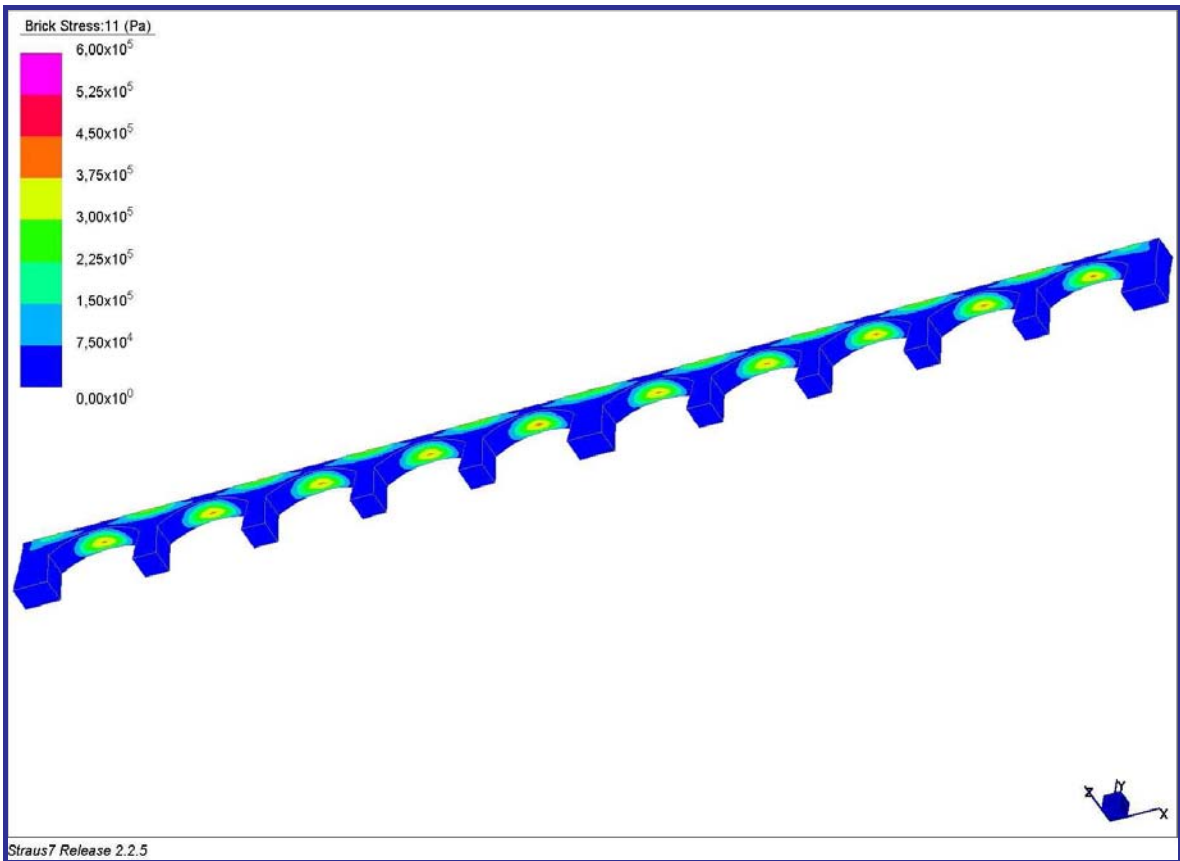
Le figure della pagina seguente mostrano i risultati per la suddetta combinazione di carico in termini di massima e minima tensione principale.



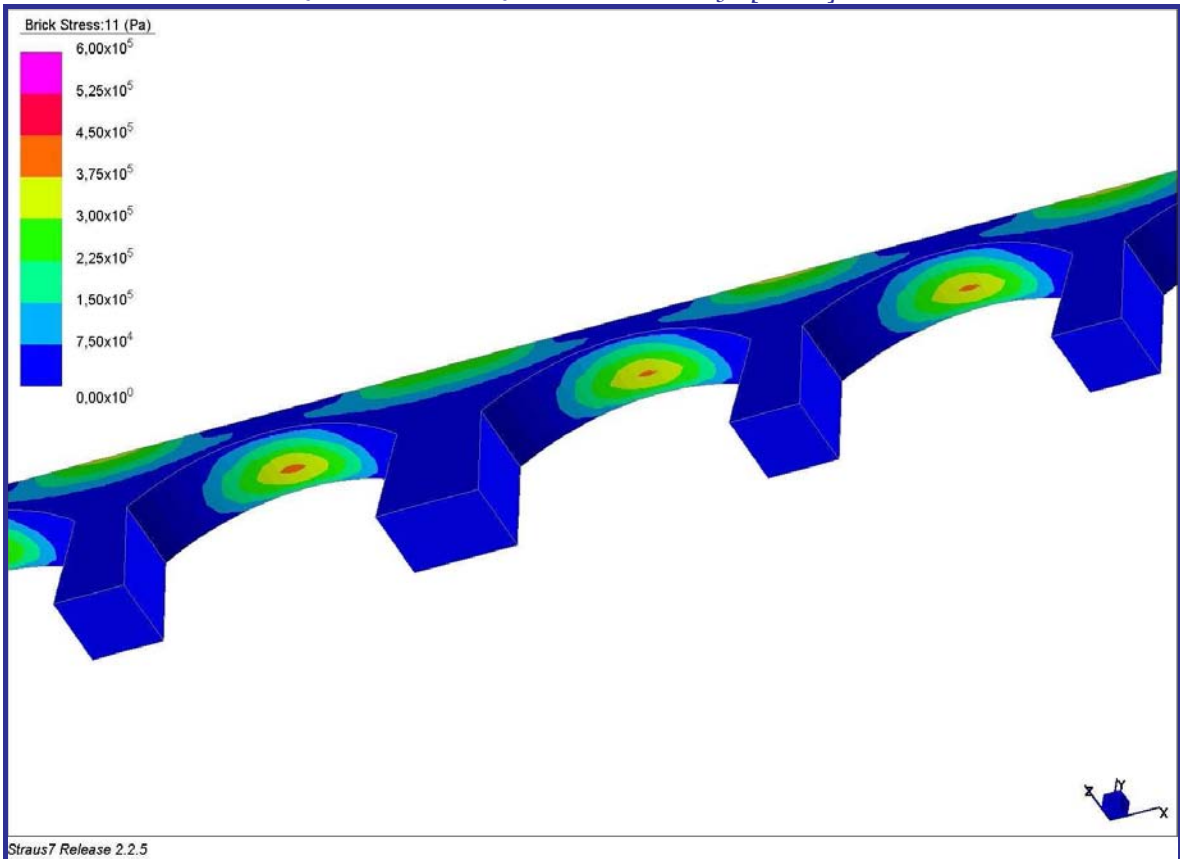
Tensioni di compressione: combinazione di carico C₃ [N/m²] – Vista dal basso



Tensioni di compressione: combinazione di carico C₃ [N/m²] – Particolare



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_3 [N/m²] – Vista dal basso



Tensioni di trazione: combinazione di carico C_3 [N/m²] – Particolare

6. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo, Testo aggiornato della istruzione n° 1/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995 (recepisce la Norma Europea ENV 1991-3), Ferrovie dello Stato, ASA Servizi di Ingegneria, Roma, 13 gennaio 1997.

Il collaudo di manufatti antichi nei riguardi di nuovi carichi di esercizio presenta sempre problematiche complesse, poiché tali opere sono state progettate con criteri e metodi di calcolo differenti rispetto a quelli riconosciuti ai giorni nostri e adottando nuovi criteri e livelli di sicurezza.

Per quanto riguarda la valutazione della risposta strutturale si può ritenere che i modelli oggi disponibili (metodo degli elementi finiti) siano idonei a descrivere adeguatamente anche strutture tridimensionali in muratura..

Le incertezze sui moduli elastici dei materiali si traducono in una stima non accurata degli stati deformativi ma non sono risentite in modo significativo sulla valutazione degli stati tensionali; infatti, i materiali sono abbastanza omogenei in tutta la struttura e quindi è difficile ipotizzare significative ridistribuzioni tra gli elementi strutturali.

Il problema del collaudo riguarda invece i valori da attribuire alle resistenze caratteristiche dei materiali ed ai coefficienti di sicurezza, in quanto le recenti normative non contemplano le antiche tecnologie costruttive ma fanno riferimento a quelle proprie delle nuove realizzazioni (ponti in c.a. o a struttura metallica).

Le recenti istruzioni redatte dalle Ferrovie dello Stato nel capitolo riguardante gli interventi su ponti deteriorati (punto 3.5) distinguono tra *restauro statico*, *adeguamento* e *ristrutturazione*:

- *restauro statico* è il complesso di interventi volti al ripristino della capacità portante originaria;
- *adeguamento* è un complesso di interventi che, pur non modificando la geometria e lo schema statico originario, consentano alla struttura di sopportare azioni maggiori o diverse rispetto a quelle originarie;
- *ristrutturazione* è l'intervento volto all'aumento della capacità portante attraverso una sostanziale modifica dello schema statico originario.

La verifica è stata condotta adottando il metodo delle tensioni ammissibili, ammessa dalla norma già citata (punto 1.7.3).

Per quanto riguarda le sollecitazioni sono stati adottati i gruppi di carico e le combinazioni indicate dalle norme, dettagliatamente descritte precedentemente, dove sono riportati i valori massimi calcolati delle tensioni di trazione e compressione.

6.1 Resistenze caratteristiche

Per la valutazione delle tensioni massime nel calcestruzzo, le norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche (D.M. M.LL.PP., 14 febbraio 1992 – 3.1.3 *Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato*), indicano che le tensioni di compressione ammissibili σ_c , vengono definite in base alla formula seguente, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck} .

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \quad [\text{MPa}]$$

Nel nostro caso, per quanto riguarda la parte del manufatto in c.a., valutate le risultanze delle prove sui calcestruzzi, e considerando che nella modellazione si è assunto un modulo elastico di 28.000 MPa, la resistenza caratteristica cautelativa risulta pari a 25 MPa, e la tensione di compressione ammissibile pari a

- resistenza a compressione del calcestruzzo: $\sigma_{c,amm} = -8,5 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda le resistenze caratteristiche a trazione non ci sono delle indicazioni precise da parte della normativa, e queste vengono assunte non superiori a 1/15 delle corrispondenti resistenze caratteristiche a compressione.

Per la trazione si può quindi far riferimento alla tensione caratteristica $f_{k,t} = 1,67 \text{ Mpa}$, cui si può far corrispondere il seguente valore di:

- resistenza a trazione del calcestruzzo: $\sigma_{t,amm} = 0,33 \text{ MPa}$

7. IDONEITA STATICA

7.1 Le anomalie riscontrate

Negli allegati sono riportate le specifiche tabelle di individuazione dei difetti.

L'insieme delle osservazioni visive mostra che:

- sull'intera superficie della spalla di monte sono presenti macchie di umidità attiva dovute all'acqua proveniente dall'imposta dell'arco (foto 1);
- in mezzeria, in corrispondenza dell'unione tra i due archi in c.a., è presente una fessura verticale (foto 2);
- su quasi tutta la superficie delle pile sono presenti macchie di umidità attiva a causa dell'acqua proveniente dall'imposta dell'arco, dagli scarichi corti o da quelli danneggiati (foto 3);
- in corrispondenza della mezzeria, dove si affiancano i due archi in c.a., il calcestruzzo appare dilavato ed in piccole zone del timpano sono presenti vespai (foto 4);
- generalmente all'imposta dell'arco e qualche volta in chiave, il copriferro è distaccato e l'armatura affiorante appare fortemente ossidata (foto 5 e 6);
- sui timpani sono presenti fessure longitudinali, che si sviluppano per tutta la lunghezza (foto 7 e 8), e fessure verticali nella zona di chiave o delle reni (foto 8) e in prossimità delle pile (foto 9);
- in qualche campata il timpano è distaccato fino ad una larghezza di qualche cm (foto 4);
- all'intradosso di ogni arco (foto 8 e 10) sono presenti 6 fessure trasversali e nelle vicinanze delle zone in cui il copriferro è distaccato le staffe sono scoperte e la superficie appare ossidata;
- lungo la soletta sono presenti fessure trasversali (foto 9) con macchie di umidità attiva.
- gli scarichi presentano difetti: corti, ostruiti, danneggiati (foto 3).

Di seguito riportiamo le immagini più significative dei difetti riscontrati.



Foto 1: macchie di umidità attiva spalle



Foto 2: fessura verticale spalle



Foto 3: macchie di umidità e scarico rotto



Foto 4: vespai zona timpano e fessure



Foto 5: armatura ossidata arco



Foto 6: armatura ossidata arco



Foto 7: fessure longitudinali e verticali



Foto 8: fessure trasversali



Foto 9: fessura trasversale sulla soletta



Foto 10: staffe scoperte/ossidate

7.2 Proposta di risanamento

La quantità e tipologia dei difetti riscontrati, in particolare le fessure trasversali evidenziate nella foto 8, 9 e 10, evidenziano uno stato generale particolarmente deteriorato sia a livello tecnologico sia strutturale.

Va inoltre evidenziato che il presente studio è limitato a tre campate su 35 mentre la difettologia si presenta sia in maniera disuniforme sulle diverse campate sia in forma ripetitiva.

Per definire gli interventi da attuare è necessario ampliare lo studio a più campate e soprattutto definire una serie di indagini capaci di fornire una risposta a quelle fessurazioni che indicano un processo cinematico in atto che potrebbe rappresentare una risposta a livello strutturale.

7.3 Idoneità statica

Nella tabella successiva si confrontano i parametri dinamici teorici, derivati dal modello calibrato, con quelli sperimentali.

TABELLA 20
CONFRONTO TRA FREQUENZE PROPRIE TEORICHE E SPERIMENTALI

	FREQUENZE [Hz]		
	1° MODO	2° MODO	3° MODO
Sperimentale	n.r.	6,4	n.r.
Teorico	6,3	6,4	6,7

n.r.: non rilevato

Nella tabella successiva si confrontano le frecce teoriche e sperimentali derivanti dal carico di prova sulla II campata.

TABELLA 21
CONFRONTO TRA DEFORMAZIONI TEORICHE E SPERIMENTALI – II CAMPATA

	DEFORMAZIONI [mm]		
	CH 4	CH 5	CH 6
Sperimentale	0,13	0,18	0,28
Teorico	0,18	0,24	0,29

Per il calcolo delle tensioni si sono presi in considerazione gli effetti di una stesa di carico costituita da un treno di carico LM71 su ogni binario (combinazione di carico C₁), che schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale. Esso è costituito da un locomotore di peso 1000 kN, distribuito su 6,4 m, pari a **156,25 kN/m**, e da vagoni su entrambi i lati del peso equivalente di **80 kN/m**, corrispondente al treno di carico denominato D4.

Una volta calcolate le tensioni massime agenti, si prevede la presenza contemporanea su due binari del treno di carico LM71 e dei carichi eccezionali (combinazione di carico C₂). L'analisi dei carichi eccezionali sul modello agli elementi finiti ha individuato quale convoglio più gravoso quello contraddistinto dalla sigla **TES 150/05** che prevede un carico per metro lineare di **73,4 kN/m** su vagoni a **16 assi** con peso per asse pari a **172,5 kN/a**.

I valori delle tensioni dati dalla combinazione C₂ sono al di sotto di quelle limite dovute ai due treni di carico LM71, e quindi l'analisi successiva è quella di valutare la condizione limitativa del passaggio del solo carico eccezionale con l'altro binario libero, andando a ricercare il carico massimo transitabile, che provoca le tensioni limite risultanti

con la combinazione di carico C₁.

Nel seguito si riporta la tabella 22 con l'indicazione dei valori massimi di compressione e trazione nelle combinazioni di carico analizzate.

TABELLA 22- STATI TENSIONALI CON DIVERSE COMBINAZIONI (MPa)

Combinaz. di Carico	COMPRESSIONE		TRAZIONE	Descrizione
	Imposta arco	Base pile	Arco in chiave	
C ₁	-1,53	-0,93	0,53	Carichi permanenti + 2 treni di carico LM71 (*) + azioni orizzontali
C ₂	-1,50	-0,91	0,51	Carichi perm. + LM71+ TES 150/05 (*) + azioni orizzontali
C ₃	-1,50	-0,86	0,45	Carichi permanenti + TEP massimo (su 1° binario) + azioni orizzontali

(*) incluso il coefficiente di amplificazione dinamica

TEP massimo: peso per metro lineare = 128,0 kN/m

Confrontando i valori massimi delle tensioni, ricavate dal modello calibrato, con quelle ammissibili risulta che:

- i valori massimi di compressione nel calcestruzzo sono inferiori a quelli massimi previsti dalla normativa in vigore, in particolare la compressione risulta pari a -1,53 MPa, a fronte di un limite di 8,5 MPa;
- i valori massimi di trazione **nel calcestruzzo** sono superiori a quelli massimi ammissibili, in particolare la trazione risulta pari a **0,53 MPa**, a fronte di un limite di **0,33 MPa**. Questo risultato sottolinea l'esigenza di un ulteriore approfondimento espressa al punto 7.2.

Per quanto riguarda lo stato manutentivo, in base al *Metodo della Valutazione Numerica*, i risultati elaborati dal sistema informatico determinano i seguenti valori:

- coefficiente di Difettosità Relativa $D_R = 27$;
- coefficiente di Difettosità Assoluta $D_A = 63$ (riferito alle tre campate analizzate).

Tenuto presente che sono presenti delle fessure trasversali nella zona tesa; tenuto presente del fatto che la tensione di trazione non è sopportabile dal calcestruzzo (0,53 MPa contro i 0,33 ammessi); tenuto presente che le anomalie si presentano differenti sulle 35 campate; tenuto presente che sono state analizzate solo 3 campate: si ritiene necessario ampliare le indagini a tutte le campate con particolare attenzione alla comprensione del fenomeno fessurativo trasversale e dell'eventuale corrosione delle armature in quella zona.

Considerato comunque l'esito positivo della prova di carico, che ha evidenziato valori di freccia compatibili con i calcoli teorici, il ponte è considerato provvisoriamente idoneo al transito del treno di carico LM71, il collaudo è limitato a 3 anni dalla data odierna per consentire che siano effettuati le indagini necessarie atte a comprendere le cause dei fenomeni osservati e ad indicarne gli eventuali rimedi.

Bolzano, 5 maggio 2005

Relatori:

Dott. ing. xxxxxxxx

Il Consulente

Dott. ing. xxxxxxxxxxxxxx

Dott. ing. xxxxxxxxxxxx